



THÈSE / UNIVERSITÉ DE RENNES 1
sous le sceau de l'Université Européenne de Bretagne

pour le grade de
DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE RENNES 1

Mention : Sciences de la Terre

Ecole doctorale Sciences De La Matière

présentée par

Etienne Bresciani

Préparée à l'unité de recherche UMR 6118
Géosciences Rennes
UFR Sciences et Propriétés de la Matière

**Modélisation des
contrôles
climatiques,
topographiques,
géologiques et
anthropiques sur les
écoulements
souterrains en
domaine de socle**

**Thèse soutenue à Rennes
le 19/12/2011**

devant le jury composé de :

Alain DASSARGUES

Professeur, Université de Liège (Belgique) / *rapporteur*

Florence HABETS

Chargé de Recherche, CNRS / *rapporteur*

Olivier BOUR

Professeur, Université de Rennes 1 / *examineur*

Hoshin GUPTA

Professor, University of Arizona (USA) / *examineur*

Philippe DAVY

Directeur de Recherche, CNRS / *directeur de thèse*

Jean-Raynald DE DREUZY

Chargé de Recherche, CNRS / *co-directeur de thèse*

Résumé

Cette thèse porte sur les flux souterrains à l'échelle régionale/continentale, traitant de questions majeures de l'hydrologie telles que le partitionnement entre nappes et rivières, l'organisation des circulations souterraines et l'impact et la vulnérabilité d'un pompage. Le contrôle des paramètres climatiques, topographiques et géologiques sur ces flux est étudié dans un contexte géologique de socle, pour lequel les structures hétérogènes d'altération de subsurface et de fracturation tectonique ont un impact particulier. Ce travail est abordé sous l'hypothèse de contraintes stationnaires (recharge, pompage). L'approche repose sur la modélisation numérique des écoulements poreux à surface libre qui permet d'étudier les interactions de la nappe avec la topographie, déterminantes de l'organisation des écoulements. Basée sur un schéma d'adaptation locale de la méthode des volumes finis, une méthode numérique de résolution performante de ce problème fortement non linéaire a été développée. Une étude adimensionnelle des paramètres de contrôle des écoulements a ensuite été menée pour un bassin "élémentaire", représentatif d'un bassin hydrogéologique de premier ordre idéalisé. Les résultats forment une base pertinente pour l'étude de systèmes plus complexes. Dans des configurations plus réalistes et représentatives des aquifères de socle, les principaux mécanismes régissant les écoulements souterrains sous influence de la recharge et d'un pompage sont mis en évidence. En particulier, un modèle conceptuel adapté à l'évaluation de l'influence du pompage sur les zones de décharge naturelles de l'aquifère est présenté.

Abstract

This thesis deals with groundwater flow rate and distribution at the regional/continental scale. It addresses groundwater-surface water interactions, groundwater flow organization and impact and vulnerability of a pumping well. The role of climatic, topographic and geologic factors is investigated in this regard in the case of hard rock aquifers. These highly heterogeneous aquifers are characterized by subsurface erosion and tectonic fracturing that greatly influence the flow organization. This work is based on the numerical modeling of free surface porous flow under the hypothesis of stationary constraints (recharge, pumping). The interactions of the water table with the land-surface topography, a key point for understanding groundwater flow organization, are studied in details. Based on a local adaptation scheme for finite volumes, we developed an efficient numerical method to solve this highly non linear problem. We then performed a non-dimensional study of the controlling parameters of groundwater flow in an "elementary" basin representing a first-order idealized catchment. Results contribute to the understanding of fundamental controls in groundwater-surface water interactions and constitute an appealing basis for the study of more complex systems. In hard rock aquifers representative configurations, we identify key processes governing groundwater flow under the influence of recharge and pumping. In particular, we present a conceptual model to assess the impact of pumping on natural groundwater discharge zones.

Remerciements

Cette thèse a vu le jour en premier lieu grâce à Jean-Raynald de Dreuzy, dont le formidable enthousiasme m'a donné goût pour la recherche en hydrogéologie alors que j'étais encore ingénieur à l'INRIA. Il est aussi à l'origine du projet finançant cette thèse. Pour ces raisons et tant d'autres choses qu'il a pu m'apporter durant toutes ces années, je lui dédie toute ma reconnaissance.

Philippe Davy, directeur principal de ce travail de thèse, m'a apporté une ouverture scientifique exceptionnelle et indispensable. J'ai tiré grand bénéfice de nos discussions et de remarques toujours pertinentes. A ce titre je tiens à le remercier très sincèrement.

Les autres acteurs scientifiques ayant eu un rôle secondaire sont nombreux, leur contribution allant de la collaboration à des discussions plus informelles. Je pense à Jocelyne Erhel de l'INRIA avec qui nous avons continué à travailler sur la plate-forme H2OLAB, Daniel Tartakovsky qui m'a accueilli pendant un semestre à l'Université de San Diego, California (USA), Pascal Goderniaux, Sarah Leray, Olivier Bour, Luc Aquilina, Tanguy Le Borgne, Pietro De Anna, Jérémy Bouquain. Je remercie chaleureusement toutes ces personnes pour les apports scientifiques qui ont fait avancer de près ou de loin la réflexion autour de mes travaux de thèse.

Vient maintenant la partie plus délicate des remerciements, où les aspects professionnels se mélangent avec des aspects plus personnels... car une thèse lie inéluctablement les deux ! Mes premières pensées vont vers Delphine avec qui j'ai partagé un certain nombre d'années de ma vie personnelle et professionnelle... le mélange entre les deux n'ayant d'ailleurs pas toujours été facile, mais le soutien toujours présent ! Désolé pour les séquences "râlerie" et merci pour m'avoir aidé à surmonter les moments difficiles du début de thèse. Mes pensées vont ensuite vers Pietro qui a joué un rôle clé de par son accueil et l'amitié créée. L'étape Alexis Carrel fût pour moi salvatrice, et le trio avec Alex restera mémorable ! L'aventure continuée à Alphonse Guérin n'en sera pas moins inoubliable, avec entre autre l'arrivée de Clément

et Rebecca dans la maison... et plus personnellement de Morgane ! Difficile de trouver comment te remercier Morgane tant tu as fait pour moi durant cette dernière année... alors je mentionnerai simplement en clin d'œil l'été exceptionnel passé à "CAREN plage" ! Je remercie également famille et amis pour leur soutien et leur compréhension du certain "enfermement" que la thèse m'a demandé... et pour finir toutes les autres personnes qui ont pu jouer un rôle en faveur de ma bonne santé mentale ! En vrac : Christoff, Stéphane, Eline, Quino, Claudine, Fabou, Gwen, Alain, Laurie, Anna, Jo, Romain, Laure, Jean-Pierre, Nicolas, Thierry, Géraldine, Baptiste, Nadir, les amis de Jongle Et Rit (Régis, Marion, Marion, Seb, Simon, Elo, Lucie...), les amis de la Tour d'Auvergne (Héloïse, Danièle) et plein d'autres !

Enfin, je remercie les différentes institutions à l'origine du financement et de la réalisation de cette thèse : l'Agence Nationale pour la Recherche (ANR) via les projets MOHINI (ANR-07-VULN-008) et MICAS (ANR-07-CIS7-004), le laboratoire Géosciences Rennes (UMR 6118), l'Observatoire des Sciences de l'Univers de Rennes (OSUR), l'Université de Rennes 1, le CNRS, la société ITASCA.

Table des matières

Résumé	1
Abstract	3
Remerciements	5
Table des matières	7
Chapitre 1 : Introduction	11
1.1 Les aquifères, une ressource durable ?	11
1.1.1 Une ressource pour l'homme et pour l'environnement	11
1.1.2 Une ressource sous pression	11
1.1.3 Contaminations de surface	12
1.1.4 Changement climatique	13
1.1.5 Synthèse et question générale	13
1.2 Problématique scientifique générale	14
1.2.1 Climat, topographie et géologie	15
1.2.2 Modèles conceptuels	15
1.2.3 Hétérogénéité	17
1.2.4 Les aquifères en domaine de socle	18
1.3 Etat de l'art : différentes approches théoriques	20
1.3.1 Le modèle de Tóth, son influence et ses limites	20
1.3.2 Les écoulements souterrains sous condition de surface libre	22
1.4 Ce travail	25
1.4.1 Objectifs de recherche	25
1.4.2 Démarche scientifique	26
Chapitre 2 : Outils informatiques et numériques pour la simulation des écoulements souterrains	29
2.1 La plate-forme H2OLAB	29
2.1.1 Une plate-forme scientifique pour la simulation en hydrogéologie	29
2.1.2 Le challenge du développement collaboratif	31

2.2	Résolution générique de l'équation de la diffusion par la méthode des volumes finis	33
2.2.1	Principe de la méthode des volumes finis	34
2.2.2	Module générique de résolution	36
2.3	Schéma d'adaptation locale pour la résolution des écoulements à surface libre dans les milieux poreux par la méthode des volumes finis	38
2.3.1	Introduction	40
2.3.2	Method	42
2.3.3	Implementation	45
2.3.4	Results	53
2.3.5	Discussion	66
2.3.6	Conclusion	67
2.4	Gestion des interactions de la nappe avec la topographie	72
2.5	Choix d'un solveur linéaire	73
2.6	Analyse des écoulements	74
2.6.1	Calcul et analyse du champ de vitesses	74
2.6.2	Zones d'affleurement et débits	77
2.6.3	Construction d'un flow net en 2D et en 3D par particle tracking	77
2.6.4	Détermination des propriétés d'une zone d'appel par backward particle tracking	81
2.7	Automatisation d'études paramétriques	81
Chapitre 3 :	Le bassin élémentaire	83
3.1	Introduction	83
3.1.1	Concept du bassin élémentaire	83
3.1.2	Un système non-linéaire	85
3.1.3	Coupe 2D-verticale	86
3.2	Méthode de simulation	87
3.3	Etude d'un système 2D à topographie linéaire	89
3.3.1	Longueur d'affleurement	89
3.3.2	Débit de l'aquifère	95
3.3.3	Structure de l'écoulement	100
3.4	Synthèse et interprétation	102

Chapitre 4 : Impacts du changement climatique sur la distribution tridimensionnelle des écoulements souterrains en domaine de socle : un exemple breton 107

4.1	Introduction	108
4.2	Objectives and methodology	111
4.3	Study area and numerical model	112
4.4	Simulations	114
4.4.1	Homogeneous model	114
4.4.2	Influence of heterogeneity	123
4.5	Discussion	131
4.5.1	Implications for Brittany	131
4.5.2	Modeling hypotheses	133
4.6	Summary and conclusions	135

Chapitre 5 : Les écoulements régionaux sous contrainte d'un pompage dans les aquifères de socle 137

5.1	Contrôles géologiques et topographiques sur la zone d'appel d'un pompage	137
5.1.1	Introduction	140
5.1.2	Aquifer structures and simulation methods	142
5.1.3	Results	149
5.1.4	Discussion	157
5.1.5	Conclusion	158
5.2	Contrôles de l'impact d'un pompage dans une fracture sur les échanges eaux souterraines-eaux de surface	160
5.2.1	Introduction	160
5.2.2	Méthodologie	161
5.2.3	Résultats	163
5.2.4	Un modèle conceptuel	171
5.2.5	Conclusion	179

Chapitre 6 : Discussion, conclusion et perspectives 181

6.1	Discussion	181
6.1.1	Rôle de la topographie sur les écoulements souterrains	181

6.1.2	Influence de la géologie des domaines de socle sur les écoulements souterrains _____	182
6.2	Conclusion générale _____	183
6.3	Perspectives _____	185
Liste des figures _____		189
Liste des tables _____		197
Références _____		199

Chapitre 1 : Introduction

1.1 Les aquifères, une ressource durable ?

1.1.1 Une ressource pour l'homme et pour l'environnement

Les eaux souterraines représentent 30% des stocks d'eau douce sur Terre [Gleick, 1996]. Elles constituent une ressource incontournable de nos sociétés : presque la moitié de l'eau potable dans le monde provient des eaux souterraines [UNESCO, 2009], profitant notamment du fait qu'elles sont généralement moins sensibles aux contaminations que les eaux de surface. De nombreux secteurs d'activité dépendent également directement de l'exploitation des eaux souterraines : agriculture, énergie, industrie.

Les eaux souterraines sont aussi une ressource pour l'environnement. De nombreux écosystèmes y sont liés, directement ou indirectement de par le rôle des eaux souterraines vis-à-vis des eaux de surface (alimentation du débit de base par exemple), ce qui leur donne un rôle écologique essentiel. Les eaux souterraines sont intimement liées aux eaux de surface [Sophocleous, 2002; Winter et al., 1998]. Elles fournissent notamment le flux de base des rivières, dont dépendent les écosystèmes aquatiques. Elles contrôlent aussi l'apport d'eau des zones humides, dont l'importance du rôle écologique (épurateur) est aujourd'hui largement reconnu [Mitsch and Gosselink, 2007].

1.1.2 Une ressource sous pression

Bien qu'importantes en volume, les ressources en eaux souterraines ne sont pas nécessairement renouvelées, comme c'est le cas des eaux dites "fossiles", ni exploitables, du à des difficultés d'accès, à des coûts d'extraction trop élevés, ou à une composition chimique naturelle inadaptée. Elles sont aussi très irrégulièrement réparties géographiquement et temporellement, et non-nécessairement corrélées

avec la demande [Collins et al., 2009]. D'abord géographiquement : la densité de population est très irrégulière selon les régions, et ce n'est généralement pas là où il pleut le plus (par exemple les montagnes) que la population est la plus dense. Puis temporellement : la demande est plus forte durant les mois d'été, alors que la recharge des aquifères est nulle. Ces éléments engendrent une forte pression sur les ressources en eau souterraine. Cette pression est en outre grandissante, due aux évolutions démographiques, économiques et sociales de nos sociétés [De Marsily, 2006; Nature, 2008; UNESCO, 2009]. Le risque de surexploitation est réel, et plus que jamais à l'ordre du jour.

La surexploitation ne signifie pas l'épuisement total de la ressource. Elle apparaît lorsqu'un effet indésirable du à l'extraction devient trop important [Collins et al., 2009; Custodio, 2002]. Sa définition en termes physiques est donc dépendante des contraintes environnementales et sociétales appliquées. Une surexploitation peut être liée à un coût d'extraction trop important (lorsque le niveau piézométrique devient trop bas), à une diminution du débit des rivières (et l'impact engendré sur les écosystèmes aquatiques), à une baisse du niveau des lacs, à la sécheresse des zones humides, à une subsidence des sols.

Outre ces impacts indirects, l'extraction peut aussi avoir un impact direct sur la qualité de la ressource elle-même : réduction des capacités d'épuration naturelle, intrusion d'eau salée dans les aquifères côtiers, ou encore accélération des migrations verticales de polluants [Morris et al., 2003].

1.1.3 Contaminations de surface

La pollution engendrée par les activités humaines est une menace pour la qualité des eaux souterraines. Bien que naturellement plus protégées que les eaux de surface, les eaux souterraines sont vulnérables aux contaminations de surface d'origine anthropique [Morris et al., 2003; Vrba and Zaporozec, 1994]. Les pollutions peuvent être diffuses dans le temps et l'espace, comme celles engendrées par l'agriculture intensive, ou ponctuelles, par exemple un accident industriel. Les éléments polluants rejoignent généralement les eaux souterraines par l'intermédiaire de l'infiltration de

l'eau issue des précipitations. La dégradation de la qualité des eaux souterraines qui en résulte fait aujourd'hui l'objet d'enjeux politiques majeurs [EPC, 2000; 2006].

1.1.4 Changement climatique

Les risques de surexploitation et de contamination des ressources en eau souterraine sont aussi à considérer dans un contexte actuel de changement climatique [Bates *et al.*, 2008]. Les effets du changement climatique sont à la fois directs et indirects sur les ressources en eau souterraine. Les effets directs sont liés d'une part à une évolution des précipitations, et d'autre part à l'évolution des températures qui contrôle largement l'évapotranspiration. Les effets indirects sont liés aux mouvements de population, aux changements d'occupation du sol et aux évolutions de l'irrigation que le changement climatique peut engendrer. Conjointement, ces effets déterminent pour grande partie la recharge disponible pour les aquifères, c'est à dire leur renouvellement [Dragoni and Sukhija, 2008].

1.1.5 Synthèse et question générale

D'un point de vue conceptuel, les contaminations de surface et le changement climatique peuvent être assimilés à des pressions menaçant la ressource, s'ajoutant à la pression due à l'extraction d'eau. La durabilité de la ressource aquifère est une fonction complexe de l'ensemble des pressions qui y sont appliquées et de leur évolution, de la réponse du système à ces pressions, et de notre capacité à les prévoir et à les gérer. Le diagramme DPSIR Figure 1-1 schématise l'ensemble des actions-réactions liées à la ressource en eau. La durabilité de la ressource aquifère dépend de notre capacité à apporter des réponses adaptées sur tous les éléments de la boucle, ce qui repose sur notre connaissance des éléments et de leurs relations. Un premier niveau de recherche concerne la connaissance des éléments, ce qui requiert le développement d'indicateurs de l'état des ressources en eau souterraine [Barthel, 2011; Rentier *et al.*, 2006; Vrba *et al.*, 2006]. Le deuxième niveau de recherche se situe au niveau de la connaissance de leurs relations. Un exemple concret de cette démarche est la Directive Cadre Européenne sur l'eau [EPC, 2000], dont l'application requiert cette connaissance.

La problématique de cette thèse s'inscrit dans ce cadre et vise à caractériser les conséquences des pressions subies par les aquifères sur leur état (relation "*Pressure => State*" mise en évidence Figure 1-1). Comment les pressions anthropiques ou naturelles impactent-elles le bon état écologique des aquifères et leur capacité à être une ressource durable, pour leur exploitation directe ou pour d'autres écosystèmes en aval ? De cette question dépend la capacité de nos sociétés à s'adapter aux évolutions démographiques, sociétales et climatiques futures.

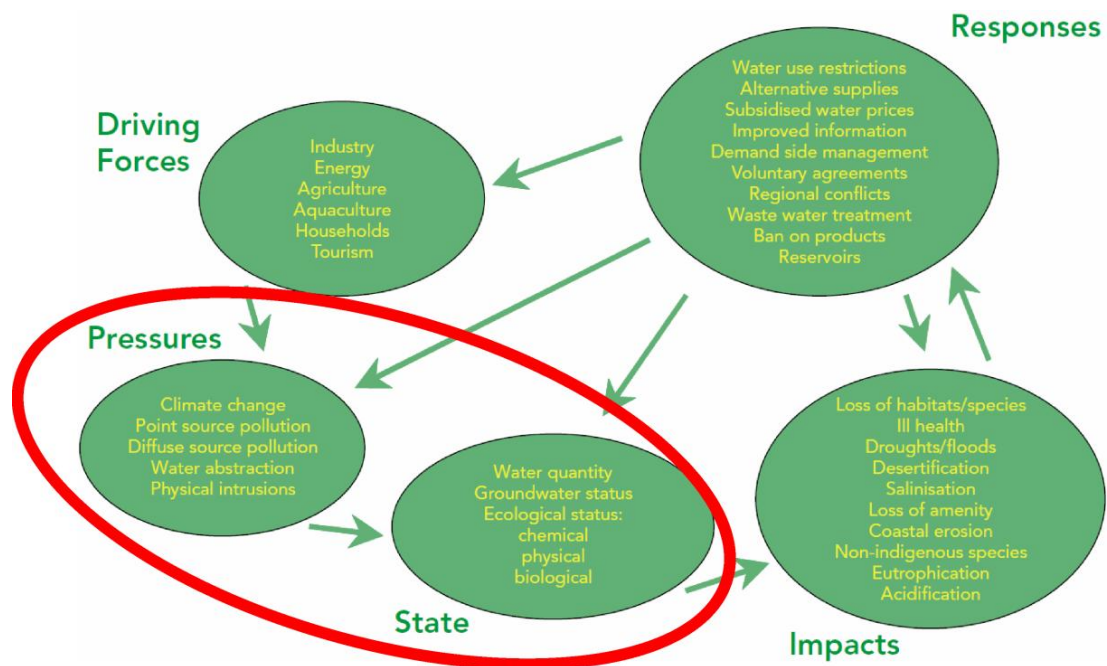


Figure 1-1 Identification de la problématique abordée dans cette thèse dans un diagramme DPSIR pour la ressource en eau (modifié après [EEA, 2003]).

1.2 Problématique scientifique générale

Pour répondre aux questions de gestion (évaluation de la relation "*Pressure => State*"), il est avant tout nécessaire de se faire une idée du *fonctionnement* du système hydrogéologique. Par fonctionnement on entend l'ensemble des processus physiques qui régissent l'état du système. La connaissance de ces processus physiques permet d'une part de mieux caractériser l'état actuel du système et d'autre part de prévoir son évolution en réponse à un changement de condition (mise en route d'un pompage par

exemple). Dans ce cadre, cette thèse se focalise sur l'étude de l'état hydraulique des aquifères, caractérisé par la dynamique de l'eau dans les aquifères.

1.2.1 Climat, topographie et géologie

Les questions liées à l'exploitation de la ressource (d'où vient l'eau pompée ? quel est le temps de transfert ? où ne va plus l'eau pompée ?) font appel à l'étude des directions et intensités de l'écoulement. L'échelle d'intérêt est celle du périmètre de captage et/ou du périmètre d'influence du pompage sur les écoulements, qui peuvent s'étendre au-delà du bassin versant topographique. A cette échelle, les écoulements sont contrôlés par la recharge (proxy pour le climat) [Sanford, 2002], mais aussi par la topographie [Toth, 1963] et la conductivité hydraulique et ses hétérogénéités (géologie) [Freeze and Witherspoon, 1967]. Dans une région donnée, ces trois éléments définissent le paysage hydrologique et son fonctionnement hydraulique [Winter, 2001]. Pour un système exploité, à ces facteurs de contrôle se rajoute bien sûr le pompage, qui modifie les circulations souterraines.

1.2.2 Modèles conceptuels

Le champ d'écoulement souterrain résulte de l'équilibre entre les flux entrants (recharge de la nappe) et sortants (décharge vers les eaux de surface et pompage). Cet équilibre est gouverné par l'équation de continuité (1-1) valable en tout point de la nappe [Bear, 1972], établie à partir de la loi de Darcy [Darcy, 1856] et de la loi de conservation de la masse, et par des conditions aux limites discutées plus loin.

$$\nabla \cdot (K \vec{\nabla} h) = S_s \frac{\partial h}{\partial t} + Q \quad (1-1)$$

avec :

- h la charge hydraulique [L] ;
- t le temps [T] ;
- K la conductivité hydraulique à saturation [LT^{-1}] ;
- S_s le coefficient d'emmagasinement spécifique [L^{-1}] ;
- Q un terme source d'extraction (pompage) [T^{-1}].

La résolution de cette équation permet de déterminer les propriétés hydrauliques (charge hydraulique et par suite vitesse d'écoulement) en tout point de la nappe. Un modèle qui a pour objectif d'obtenir la distribution dans l'espace de ces propriétés hydrauliques est appelé modèle *distribué*. En hydrogéologie les modèles distribués sont au minimum bidimensionnels, et plus souvent tridimensionnels.

La réalisation d'un modèle distribué est toujours difficile et coûteuse, c'est pourquoi le recours à un modèle plus simple (approché) est indispensable, au moins en tant que première étape vers la construction d'un modèle distribué. Un modèle simple est avant tout basé sur un modèle *conceptuel* qui décrit les principales caractéristiques et les paramètres de contrôle du système pour une question donnée. Un modèle conceptuel permet souvent une formulation analytique ou semi-analytique qui permet de relier directement les propriétés globales d'intérêt (par exemple le débit de décharge vers une rivière) aux paramètres de contrôle (par exemple la recharge) (Figure 1-2). Il donne alors une idée rapide et intuitive du contrôle des paramètres sur le système. Pour certaines applications, un tel modèle peut constituer une réelle alternative aux modèles distribués. Pour d'autres, ils sont une première étape vers la construction d'un modèle distribué. Le gain est dans tous les cas indiscutable et de tels modèles sont indispensables pour comprendre le fonctionnement d'un système naturel. La recherche de nouveaux modèles conceptuels, adaptés aux problématiques énoncées, constitue la toile de fond de cette thèse.

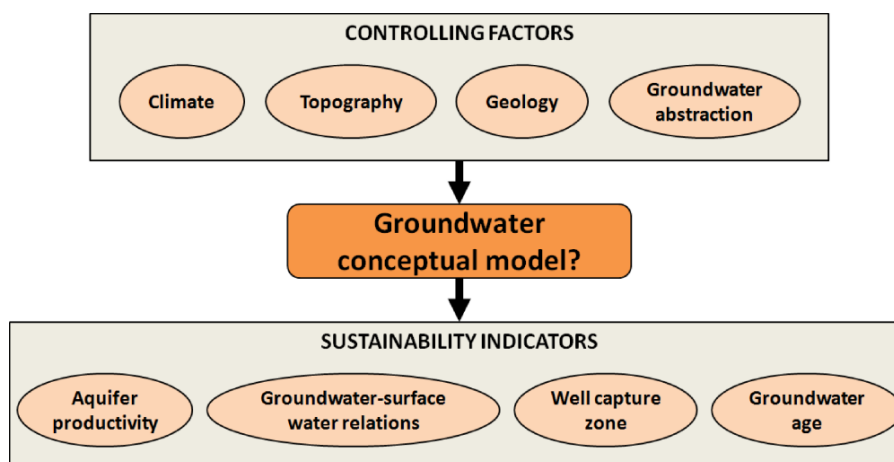


Figure 1-2 Problématique scientifique générale : quels modèles conceptuels pour l'évaluation de la durabilité des aquifères?

1.2.3 Hétérogénéité

Une difficulté majeure et critique en hydrogéologie est l'estimation de K et S_s car ces paramètres ne sont pas accessibles par mesure directe. Les méthodes actuelles de prospection géophysique permettent d'obtenir quelques informations mais ne donnent qu'une image très imprécise des paramètres hydrauliques du sous-sol. Ces paramètres étant très variables (la conductivité hydraulique à saturation varie sur plus de 10 ordres de grandeur [De Marsily, 2004]) et hétérogènes [Sanchez-Vila et al., 2006], les incertitudes associées sont souvent très importantes. A ces incertitudes s'ajoutent celles liées aux conditions aux limites du système, souvent très mal contraintes. Toutes ces incertitudes se propagent ensuite dans les modèles hydrogéologiques, remettant en question leur utilisation. Dans un éditorial de Ground Water (Volume 48, 2010), Bredehoeft écrit à propos de l'emploi généralement observé des modèles [Bredehoeft, 2010] :

"We collect all the available geologic data and create cross sections and isopach maps of various hydrostratigraphic layers. We decide that the geologic information is incomplete, and drill additional test wells. By this time, the project is 75% to 80% complete, and now we build "the groundwater model". We run the model, and we find it is sensitive to data that we failed to collect (e.g., the vertical hydraulic conductivity of a confining layer). Perhaps even our concept of the system is invalid. But there is neither time nor money left in the project budget—the model informs us that we need another project. As my colleague Ivan Barnes used to say: Further work is indicated."

L'objectif d'un modèle n'est pas de reproduire tous les détails du milieu naturel, mais uniquement les propriétés qui ont un intérêt pour la question posée. La recherche d'un modèle conceptuel consiste à trouver un nombre restreint de paramètres intégrés qui suffise à reproduire le fonctionnement du système vis-à-vis des propriétés d'intérêt. En cela, la recherche de modèles conceptuels permet d'affronter la problématique de l'incertitude : on s'affranchit du besoin de connaître en détail le milieu naturel.

Notons enfin qu'un modèle conceptuel guide à la fois la modélisation et l'acquisition de données. La recherche de modèles conceptuels constitue donc un volet

fondamental de la recherche en hydrogéologie et est critique pour l'étude des milieux très hétérogènes.

Considérons à titre d'exemple la problématique de délimitation des périmètres de protection des captages d'eau destinée à la consommation humaine. En France, alors que cette délimitation est obligatoire depuis 1992, on estime que seuls 49% des captages d'eau souterraine faisaient effectivement l'objet d'un périmètre de protection en 2006 [BRGM, 2007]. Ce constat reflète la difficulté à les définir pour diverses raisons, socio-économiques mais aussi scientifiques. En effet, la détermination de la zone d'alimentation du captage, pré-requis pour définir de manière optimale le périmètre de protection, est un problème scientifique difficile dans les milieux hétérogènes. Pour palier à ce problème de manière pragmatique, les périmètres de protection sont souvent définis à l'aide de formules analytiques sous l'hypothèse d'un milieu homogène. Le développement de nouveaux modèles conceptuels adaptés aux milieux hétérogènes peut offrir un compromis pertinent entre l'emploi de formules simplistes et la construction coûteuse d'un modèle distribué.

1.2.4 Les aquifères en domaine de socle

Les besoins en eau de nos sociétés grandissant (cf. paragraphe 1.1.2), les compagnies d'exploitation s'orientent vers de nouvelles sources de production. Bien que d'ordinaire considérés comme peu productifs et difficiles d'accès (forage coûteux), les aquifères de socle sont de plus en plus sollicités, du à la présence de débits non négligeables le long de réseaux fractures [Banks *et al.*, 2009; Henriksen, 2003; Kouamé *et al.*, 2010; Lachassagne *et al.*, 2001; Le Borgne *et al.*, 2006; Mabee, 1999; Neves and Morales, 2007; Rodhe and Bockgård, 2006; Senior and J., 1999; Sukhija *et al.*, 2006; Touchard, 1999]. En outre, l'eau captée par l'intermédiaire des fractures à des profondeurs suffisantes est généralement de bonne qualité comparée aux eaux plus proches de la surface, ce qui contribue à leur potentiel de ressource. Cette qualité est vraisemblablement acquise par filtration physicochimique lors du passage de l'eau par les couches superficielles et/ou par la matrice drainée par les fractures.

Les aquifères de socle sont des milieux très hétérogènes. Les problèmes de modélisation rencontrés dans des configurations aquifères plus classiques (aquifères sédimentaires par exemple) y sont exacerbés. L'origine de la recharge des zones productive est souvent mal comprise et fait l'objet de nombreux travaux de recherche (mêmes auteurs). Les zones superficielles altérées (saprolite) et la proximité d'accidents tectoniques sont des éléments souvent évoqués pour expliquer la bonne productivité rencontrée. Un modèle classique des aquifères de socle est présenté Figure 1-3. Dans cette thèse nous avons cherché à tester ces hypothèses et à comprendre les conséquences de ce fonctionnement particulier sur la durabilité et la gestion de la ressource.

Une autre spécificité des aquifères de socle est que les circulations d'eau y sont fondamentalement tridimensionnelles, l'eau circulant par le biais de fractures souvent sub-verticales drainant les compartiments environnants. Cela implique que l'hypothèse d'écoulements horizontaux (dite de Dupuit), à la base de très nombreux modèles classiques d'aquifères, n'est pas adaptée à ce type d'aquifères. Ce raisonnement a guidé notre travail vers l'analyse de modèles où la composante verticale des écoulements est toujours considérée. Ce cadre de travail constitue un des aspects fondamentaux et une des originalités de cette thèse.

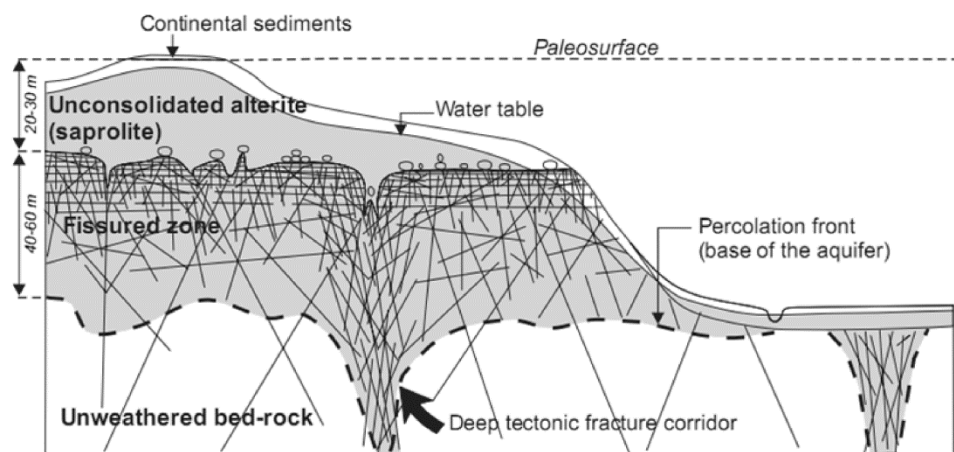


Figure 1-3 Modèle conceptuel d'aquifère de socle d'après [Wyns et al., 2004].

1.3 Etat de l'art : différentes approches théoriques

Dans cette partie, deux grands types d'approche théorique classiquement employés pour l'étude des contrôles climatiques, topographiques et géologiques sur les écoulements souterrains sont présentés. Plutôt qu'une revue exhaustive et détaillée des travaux existants, il s'agit principalement d'exposer leur principe et les raisons qui ont justifié notre choix entre ces deux approches.

1.3.1 Le modèle de Tóth, son influence et ses limites

Le modèle conceptuel de référence pour étudier le contrôle de la topographie sur les écoulements souterrains est celui développé par Tóth [Toth, 1963] (Figure 1-4). Ce modèle met en avant l'existence de différents systèmes d'écoulements souterrains : systèmes locaux, intermédiaires et régionaux, selon qu'ils se déchargent localement ou plus en aval de l'exutoire local. Dans ce modèle, la topographie y figure comme le paramètre principal contrôlant la formation de ces différents systèmes. L'hypothèse fondatrice du modèle est de considérer que la surface libre de la nappe peut être assimilée à la topographie de la surface du sol. La position de la surface libre est alors fixée et la charge hydraulique y est imposée égale à la topographie de la surface du sol. La surface de la nappe ne remplit plus une condition de surface libre au sens mathématiques du terme. Cette hypothèse a été ensuite reprise dans beaucoup de travaux de recherche qui forment aujourd'hui la base de la compréhension des écoulements souterrains à l'échelle régionale dans différentes configurations géologiques [Freeze and Witherspoon, 1966; 1967; 1968; Winter, 1978; Zijl, 1999]. De nombreux travaux théoriques actuels sur les systèmes d'écoulements souterrains sont encore basés sur cette hypothèse [Cardenas, 2007; Craig, 2008; Dahl et al., 2007; Jiang et al., 2011; Jiang et al., 2009; Marklund and Worman, 2011; Wörman et al., 2006].

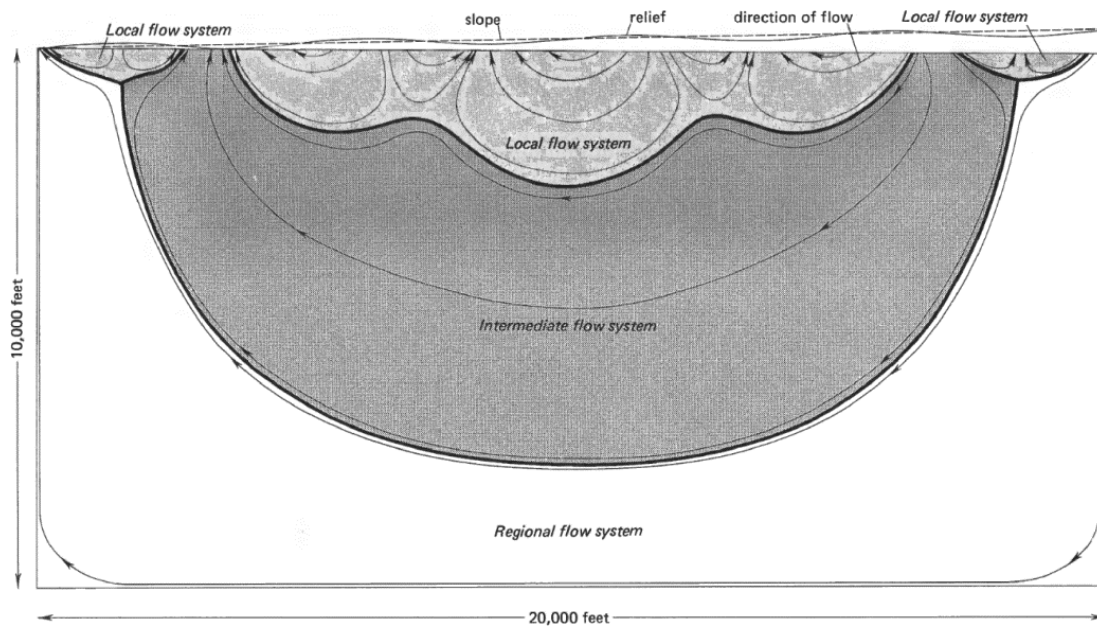


Figure 1-4 Les écoulements souterrains régionaux d'après Tóth [Toth, 1963].

Cependant, la corrélation entre la géométrie de la surface libre de la nappe et la topographie de la surface du sol est très discutable, étant largement contrôlée (entre autre) par la recharge et la conductivité hydraulique de l'aquifère [Haitjema and Mitchell-Bruker, 2005; Shahbazi et al., 1967] (Figure 1-5). Dans les modèles où la charge hydraulique est imposée en surface de la nappe, la recharge est un résultat et non un paramètre. Si la charge hydraulique imposée n'est pas correcte ou si la conductivité hydraulique n'est pas bien connue, les taux de recharge/décharge calculés peuvent alors être complètement irréalistes [Sanford, 2002]. Cette hypothèse de travail ne permet donc pas d'étudier de manière consistante l'influence de la conductivité hydraulique et de ses hétérogénéités sur les écoulements régionaux. Cette question constitue pourtant un volet fondamental de la recherche en hydrogéologie et en particulier dans le cas des aquifères de socle étudiés ici. En outre, ce choix de modélisation ne permet pas non plus d'étudier les questions impliquant un changement de niveau de nappe en réponse à des contraintes extérieures (variation de recharge, pompage, etc.) puisque celui-ci est imposé. La portée de ce type de modèle est donc assez limitée.

En conclusion, la majorité des questions de gestion des aquifères ne peut pas être traitée sous l'hypothèse de charge hydraulique imposée en surface de la nappe. Il

apparaît alors nécessaire de développer des modèles conceptuels dits sous condition de surface libre, où la géométrie de la surface de la nappe est un résultat s'adaptant aux contraintes dont la recharge. Notons que les modèles de site sont d'ailleurs plus souvent réalisés sous condition de surface libre [Haitjema and Mitchell-Bruker, 2005; Sanford, 2002]. Ce constat confirme la nécessité de modèles conceptuels sous conditions de surface libre.

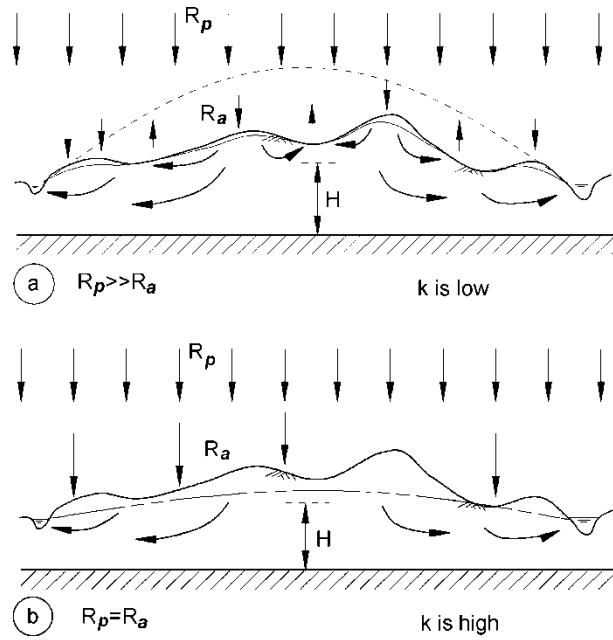


Figure 1-5 Géométrie et recharge effective (R_a) d'un aquifère pour différentes valeurs de conductivité hydraulique et une même condition de recharge potentielle (R_p) [Haitjema and Mitchell-Bruker, 2005].

1.3.2 Les écoulements souterrains sous condition de surface libre

Au niveau de la surface libre de la nappe, la recharge (précipitations diminuées de l'évapotranspiration) constitue une condition aux limites à flux imposé. En réponse à ce flux imposé, la surface libre de la nappe s'élève à un taux qui dépend de la conductivité hydraulique et du coefficient d'emménagement de l'aquifère, selon l'équation [Neuman and Witherspoon, 1970b] :

$$K \vec{\nabla} h \cdot \vec{n} = \left(R - S_y \frac{\partial \xi}{\partial t} \right) n_z \text{ sur } FS \quad (1-2)$$

avec :

- R la recharge [LT^{-1}] ;
- S_y le coefficient d'emménagement [-] (porosité de drainage) ;
- n_z la composante verticale du vecteur normal à la surface \vec{n} [-] ;
- ξ l'altitude de la surface de la nappe sur le plan horizontal ayant la même origine que pour la charge hydraulique [L] ;
- FS la surface libre de la nappe.

Dans l'équation (1-2), à la fois la charge hydraulique et l'altitude de la surface libre de la nappe sont inconnues, appelant à une autre équation. Celle-ci est donnée par la condition de continuité de la pression entre l'eau à la surface de la nappe et l'atmosphère. La pression atmosphérique étant prise comme zéro de référence, cette condition s'écrit :

$$h = z \text{ sur } FS \quad (1-3)$$

avec :

- z l'altitude [L].

Ensemble, les équations (1-2) et (1-3) forment les conditions aux limites de surface libre. Ces conditions impliquent un problème non-linéaire constituant un problème physique complexe. La formulation même des équation de surface libre est encore un débat d'actualité, preuve en est le récent et animé échange de discussion sur le sujet [Bear *et al.*, 2010; Wang *et al.*, 2011]. D'autres formulations peuvent être substituées à l'équation (1-2), mais celle-ci est classiquement utilisée pour la résolution numérique du problème. Dans tous les cas, la résolution implique un processus itératif souvent complexe et coûteux pour parvenir à une solution d'un degré de précision suffisant. Ce problème a fait l'objet dans cette thèse du développement d'une nouvelle méthode de résolution numérique (chapitre 2).

Au problème de surface libre "pure" s'ajoute celui des interactions de la surface libre avec la topographie de la surface du sol. En effet, là où la surface libre de la nappe intercepte la topographie de la surface du sol (en réponse à la recharge), l'atmosphère n'offre plus aucune résistance à l'écoulement et l'eau ruissèle. La pression est alors

conditionnée par la pression atmosphérique, amenant à considérer une condition aux limites supplémentaire :

$$h = z \text{ sur } \Gamma_S \quad (1-4)$$

avec :

- Γ_S la partie où la surface libre affleure au niveau de la surface du sol.

Cette condition est appelée condition de suintement car c'est ici qu'a lieu la décharge de la nappe. Ces zones d'affleurement de nappe ne sont pas non plus connues a priori et font partie de la solution au problème. Leur détermination est discutée au chapitre 2. Retenons que dans l'équation (1-4) c'est l'altitude de la surface du sol qui est imposée : c'est là qu'intervient le contrôle de la topographie. Ce contrôle est fondamental car cette contrainte influence non seulement la direction des écoulements, mais aussi la recharge effective puisque les zones d'affleurement de nappe diminuent la surface d'infiltration (Figure 1-5).

Si de nombreux modèles de site permettent d'éclaircir le fonctionnement des écoulements sous condition de surface libre ([Batelaan *et al.*, 2003; Brouyère *et al.*, 2004; Cohen *et al.*, 2006; Goderniaux *et al.*, 2009; Michael and Voss, 2009; Modica *et al.*, 1998; Reeve *et al.*, 2001; Santhi *et al.*, 2008; Senior and J., 1999] pour ne citer que quelques exemples), la généralisation des concepts développés est rarement possible, appelant à une approche plus théorique. Les travaux théoriques sur les écoulements souterrains sous condition de surface libre sont moins nombreux. Une des raisons est la forte non linéarité des équations, qui rend le problème difficile et coûteux à résoudre (en temps de calcul).

Un certain nombre de travaux théoriques sous condition de surface libre ont été réalisés dans le cadre de l'étude des relations eaux souterraines-eaux de surface [Cheng and Anderson, 1994; Fan *et al.*, 2007; Kaleris, 1998; Townley and Davidson, 1988]. Ces études concernent des échelles spatiales restreintes à un lac ou une rivière et ne traitent pas des éventuelles interactions de la nappe avec la topographie induites par une évolution de recharge. D'autres ont abordé les effets des interactions de la

nappe avec la topographie, la plupart limités à l'étude d'une coupe 2D et ne traitant pas de bassins composites [Abdul and Gillham, 1984; Anderson and Munter, 1981; Forster and Smith, 1988; Kim et al., 1999; Modica et al., 1997; Nield et al., 1994; Ogden and Watts, 2000; Salvucci and Entekhabi, 1995]. Citons néanmoins [Gleeson and Manning, 2008; Haitjema and Mitchell-Bruker, 2005] qui traitent des contrôles combinés de la topographie, de la géologie et du climat sur les propriétés des écoulements souterrains en considérant des bassins composites.

1.4 Ce travail

1.4.1 Objectifs de recherche

Cette thèse est focalisée sur l'étude des états d'équilibre en réponse à des contraintes considérées comme stationnaires. La question porte sur l'estimation des flux d'eau non contraints de l'aquifère (aquifère-rivières, aquifère-océan, structures d'écoulements internes, zones d'alimentation d'un pompage) en réponse aux flux imposés par des contraintes externes (recharge, pompage). L'extension des zones d'affleurement de nappe (c'est à dire des zones humides) et la hauteur d'eau de la nappe sont aussi étudiées. L'objectif est d'identifier les paramètres de la topographie (relief, longueur d'onde des variations), de la géologie typique des aquifères de socle, de la recharge et du pompage (position, débit) déterminants pour ces quantités d'intérêt, et d'établir les modèles conceptuels et lois physiques correspondants.

L'approche stationnaire permet d'étudier le contrôle statique des différents paramètres sur le système et de renseigner sur l'état moyen de la nappe en réponse à une contrainte moyennée sur une période supérieure au temps de réponse caractéristique. Les aspects transitoires, également importants à considérer dans les questions de gestion de la ressource [Sophocleous, 2011], ne sont pas abordés. La composition chimique de l'eau n'est pas discutée directement dans cette thèse ; cependant, notre travail sur les vitesses et les structures d'écoulements au sein de la nappe est essentiellement orienté vers cette question. En effet, l'advection représente le processus majeur du transport des éléments chimiques dans l'aquifère. Enfin,

l'objectif étant d'estimer les flux d'eau dans l'aquifère en réponse aux flux imposés par la recharge et le pompage, les processus de la zone non-saturée ne sont pas abordés.

1.4.2 Démarche scientifique

Pour atteindre ces objectifs, nous employons une démarche théorique qui se base sur l'analyse de simulations des écoulements souterrains à surface libre dans différentes configurations géologiques et topographiques, sous l'influence de différents flux de recharge et de pompage. Les contraintes étant considérées comme stationnaires, les dérivées temporelles des équations (1-1) et (1-2) s'annulent. Nous obtenons alors le système d'équations différentielles fondamental de cette thèse, réécrit ici en entier pour référence :

$$\nabla \cdot (K \vec{\nabla} h) = Q \quad (1-5)$$

$$K \vec{\nabla} h \cdot \vec{n} = R n_z \text{ sur } FS \quad (1-6)$$

$$h = z \text{ sur } FS \quad (1-7)$$

$$h = z \text{ sur } \Gamma_S \quad (1-8)$$

$$\frac{\partial h}{\partial n} = 0 \text{ sur } \Gamma_N \quad (1-9)$$

avec :

- h la charge hydraulique [L] ;
- K la conductivité hydraulique [LT^{-1}] ;
- Q un terme source d'extraction (pompage) [T^{-1}] ;
- R la recharge [LT^{-1}] ;
- n_z la composante verticale du vecteur normal à la surface \vec{n} [-] ;
- z la coordonnée verticale [L] ;
- FS la surface (libre) de la nappe ;
- Γ_S la partie où la nappe affleure au niveau de la topographie ;
- Γ_N représente les bords à flux nul.

En dehors de FS et Γ_s , tous les autres bords sont considérés comme des limites à flux nul (équation (1-9)). Ces bords sont la limite inférieure imposée par un substratum imperméable et les limites latérales du système hydrogéologique. Aucune condition de charge imposée (zone d'affleurement) n'est fixée a priori, toutes étant naturellement déterminées par le système lui-même.

Le développement de modèles conceptuels passe par des études qui requièrent une résolution précise et efficace (grand nombre de réalisations) de ce système d'équations. La difficulté de résolution des équations de surface libre en interaction avec la topographie explique le peu d'études théoriques sur le sujet dans la littérature. Nous avons abordé ce problème et développé une méthode originale de résolution des écoulements à surface libre en milieux poreux. Cette méthode est basée sur la méthode numérique des volumes finis et permet de simuler les interactions entre la nappe et la topographie, déterminantes de l'organisation des écoulements naturels. Elle est présentée dans le chapitre 2, conjointement avec les autres outils développés dans cette thèse qui ont rendu possible les études théoriques réalisées par la suite.

L'étude de l'impact d'un pompage sur la ressource (niveau d'eau, flux de décharge aux rivières/océan, temps de transfert) passe d'abord par l'évaluation et la compréhension du milieu naturel non perturbé. Les chapitres 3 et 4 sont dédiés à des études sous conditions naturelles (sans pompage). Le chapitre 3 consiste en une étude adimensionnelle du bassin "élémentaire", défini par une topographie monotone et des conditions aux limites latérales imperméables. Ce bassin représente l'unité de base (isolée) d'un système régional plus complexe, et a été étudiée dans cette optique. L'analyse systématique de l'influence du ratio profondeur sur longueur, du ratio conductivité hydraulique sur recharge, et des caractéristiques topographiques (pente) nous a permis d'établir les lois reliant directement ces paramètres à la longueur d'affleurement et au débit de décharge de la nappe.

Dans le chapitre 4, la complexité liée à l'échelle régionale (géomorphologie 3D réaliste) et à une géologie typique des domaines de socle est considérée. Un modèle hydrogéologique typique de la Bretagne (France) a été établi et sert de cas test pour

étudier l'influence de changements climatiques passés et futurs sur les flux et l'âge de l'eau dans la nappe.

Le chapitre 5 présente deux études sous conditions de pompage dans un milieu 3D hétérogène avec une topographie régionale. La première est consacrée à la détermination des facteurs contrôlant la forme de la zone d'appel du pompage et les temps de transfert depuis la surface. L'étude, réalisée en domaine de socle, se focalise notamment sur l'influence d'une couche superficielle altérée et d'une fracture. La deuxième est consacrée à l'analyse de l'impact d'un pompage sur les échanges eaux souterraines-eaux de surface en présence d'une fracture verticale traversante. Elle a permis de mettre au point un modèle conceptuel permettant une approche analytique du problème.

Chapitre 2 : Outils informatiques et numériques pour la simulation des écoulements souterrains

Ce chapitre fait office de chapitre méthodologique : on y présente les outils informatiques et numériques utilisés dans cette thèse. Il constitue néanmoins un vrai travail de recherche puisque nous avons développé des méthodes originales pour la simulation des écoulements souterrains. Plutôt qu'une description exhaustive des travaux effectués, seuls les aspects jugés les plus intéressants ou utiles à la compréhension du reste du manuscrit sont présentés.

2.1 La plate-forme H2OLAB

2.1.1 Une plate-forme scientifique pour la simulation en hydrogéologie

Le plate-forme H2OLAB [Erhel et al., 2009; Erhel et al., 2011] est un ensemble de sources et d'utilitaires au service du développement et de l'utilisation de méthodes de simulation en hydrogéologie. Elle constitue le cadre de toutes les fonctionnalités élaborées durant la thèse et a permis d'obtenir les résultats présentés dans la suite du document. Le C++ est le langage de programmation privilégié de la plate-forme. Elle est le fruit de plusieurs années de collaboration entre le laboratoire Géosciences Rennes et l'équipe SAGE du laboratoire INRIA/IRISA principalement. La liste complète du consortium ainsi qu'une vue d'ensemble de la plate-forme peuvent être trouvées sur le site web public de la plate-forme <http://h2olab.inria.fr/>.

Cette collaboration reflète la nécessité d'une passerelle entre les communautés "géosciences" et "numériques/informatiques". D'un point de vue géosciences, la plateforme offre un environnement de développement et d'exploitation de méthodes innovantes pour les problèmes de l'hydrogéologie. D'un point de vue numérique/informatique, la collaboration offre le challenge de la création de nouveaux algorithmes performants pour la simulation de problèmes environnementaux. Il en résulte un cadre de travail pertinent pour les problématiques de recherche des deux communautés. La collaboration permet également de factoriser les efforts de par la mise en commun de ressources et d'outils. Les développements sont réalisés dans cet esprit, permettant à long terme un gain mutuel de productivité. Le schéma de l'architecture de la plate-forme Figure 2-1 donne une bonne idée de la généricité des outils à différentes applications ("simulation softwares" dans le schéma).

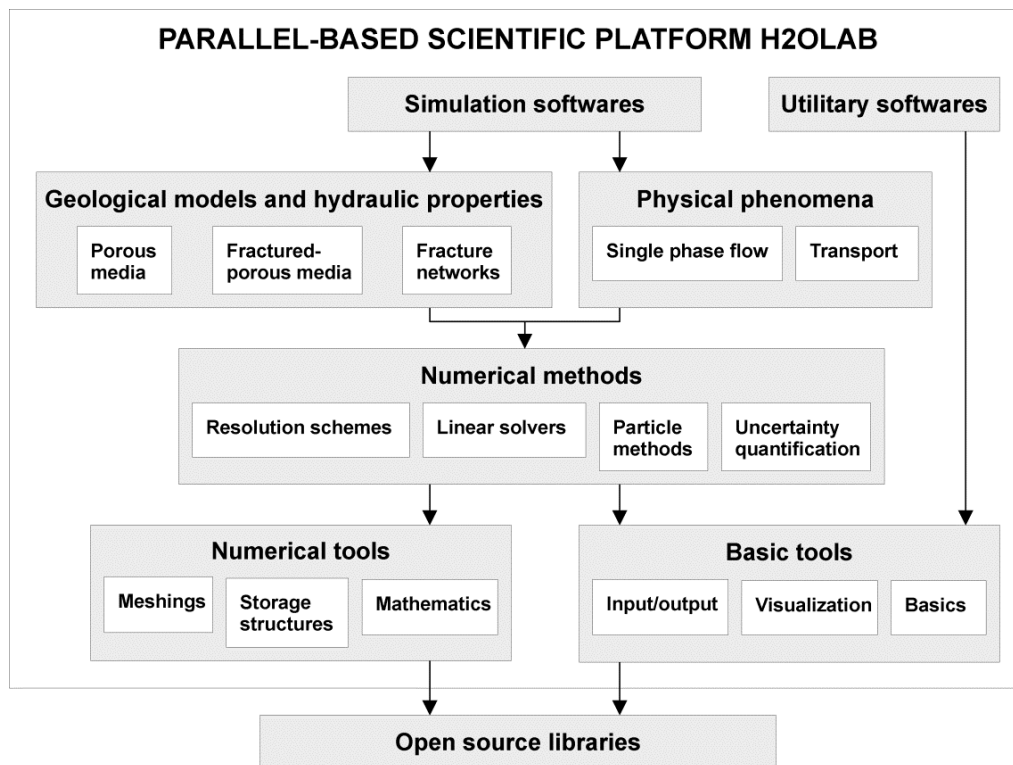


Figure 2-1 Architecture de la plate-forme H2OLAB.

2.1.2 Le challenge du développement collaboratif

H2OLAB n'est pas seulement une plate-forme de simulation : c'est avant tout un environnement de développement. Actuellement, une dizaine de personnes participent activement au développement informatique au sein de la plate-forme. L'idée est de capitaliser les efforts individuels afin qu'ils profitent à la communauté. Le gain de productivité est important car la plupart du temps nous rencontrons des problèmes similaires qui requièrent des solutions similaires. Cette collaboration apporte aussi tous les avantages du travail en équipe : partage d'expériences, entraide, etc. Le développement collaboratif étant relativement récent au sein de la plate-forme, les techniques et procédures le permettant ont été en partie élaborées au cours de ma thèse. Elles ont par la suite guidé tous les développements informatiques réalisés au sein de la plate-forme.

Concrètement, le développement collaboratif d'un code nécessite de mettre en commun les ajouts et les modifications des uns et des autres. L'utilisation d'un logiciel de contrôle de version est essentielle : il permet de fusionner automatiquement les modifications des différents contributeurs, tout en prévenant d'éventuels "conflits" lorsque deux modifications concernent la même partie du code. Une illustration en est donnée Figure 2-2.

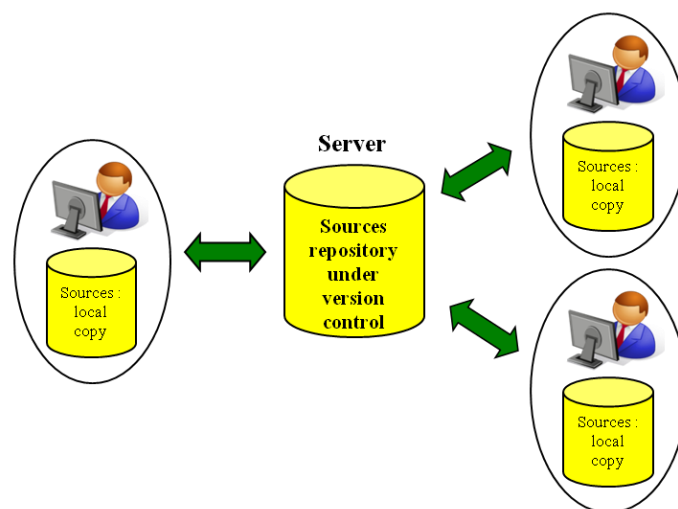


Figure 2-2 Contrôle de version pour le développement collaboratif.

Le travail collaboratif requiert aussi une grande rigueur de développement. Premièrement, une modification du code ne doit impacter aucune des fonctionnalités existantes. Il faut donc tester toutes les fonctionnalités avant d'envoyer une modification vers le serveur. Cette tâche qui peut paraître pharaonique a été rendue possible par la mise en place d'une procédure de tests de non régression expliquée sur le diagramme UML Figure 2-3, et par la création de programmes utilitaires facilitant la création et la validation automatique de séries de tests.

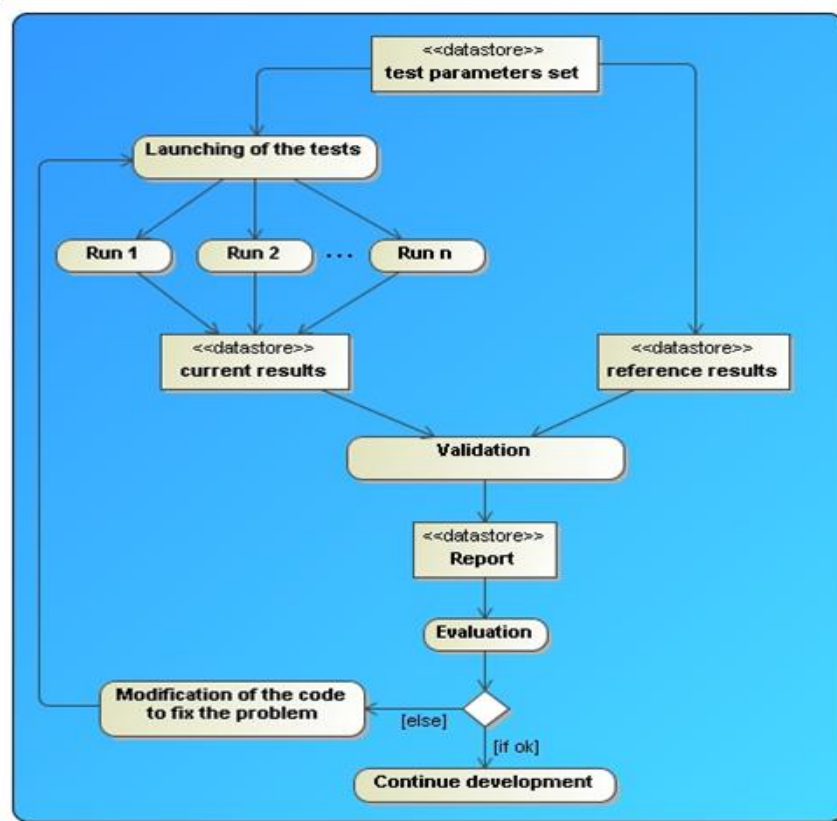


Figure 2-3 Procédure de tests de non régression dans la plate-forme H2OLAB.

Deuxièmement, le code doit rester modulaire : un élément doit être facilement remplaçable. La programmation objet facilite cette approche : les éléments et les fonctions associés sont bien structurés en classes. Lors de l'ajout d'une fonctionnalité, il faut aussi prendre garde à ne pas créer de nouvelles dépendances entre différents modules, ce qui sous-entend de bien penser son développement.

Troisièmement, le code doit être le plus générique possible, l'objectif de base étant de factoriser au maximum le travail. La factorisation permet aussi de diminuer le nombre de lignes de codes et donc de faciliter la maintenance. Cette idée requiert par contre un effort de généralisation au cours de la conception/modification d'une fonctionnalité. La maîtrise de ces concepts de classes virtuelles pures et de polymorphisme (une méthode peut être interprétée différemment selon le type d'objet qui l'appelle) est indispensable dans cette optique. Un exemple concret de développement générique est donné dans le paragraphe 2.2.2.

Enfin, le code doit être réutilisable. Il doit donc être relativement propre et bien documenté.

2.2 Résolution générique de l'équation de la diffusion par la méthode des volumes finis

Nous sommes amenés à résoudre l'équation de la diffusion que l'on rappelle ici, au régime permanent et sans les conditions limites par souci de simplicité :

$$\nabla \cdot (K \vec{\nabla} h) = 0 \quad (2-1)$$

où K est la conductivité hydraulique [LT^{-1}], $\vec{\nabla} h$ est le gradient de charge [LL^{-1}], et $\nabla \cdot$ dénote l'opérateur divergence : $\nabla \cdot \vec{F} = \partial F_x / \partial x + \partial F_y / \partial y + \partial F_z / \partial z$. Cette équation est issue de la loi de Darcy combinée à l'équation de conservation de la masse. Associée à des conditions aux limites appropriées, elle permet de modéliser la charge hydraulique, et donc le flux, dans un milieu poreux ou dans un réseau de fractures.

Nous avons développé un module de résolution de l'équation de diffusion par volumes finis. Ce module est générique au problème physique à l'origine de l'équation et au maillage utilisé, structuré ou non-structuré. Implémenté dans la plate-forme H2OLAB, il a notamment permis de factoriser la résolution de l'équation aux milieux poreux et aux réseaux de fractures. Cette factorisation facilite significativement la maintenance

du code et permet l'ajout de nouvelles options de résolution directement utilisables pour les deux types de milieux.

Dans la suite de cette partie, le principe de la méthode des volumes finis est d'abord rappelé brièvement, puis l'organisation du module de résolution est présentée.

2.2.1 Principe de la méthode des volumes finis

La méthode des volumes finis est une méthode de résolution bien adaptée aux équations de conservation [Eymard *et al.*, 2000]. Elle peut être utilisée sur des géométries arbitraires avec des maillages structurés ou non-structurés. Une de ses caractéristiques est la conservation locale des flux calculés, ce qui la rend très pratique pour les problèmes où les flux constituent une donnée importante, comme c'est le cas dans les problématiques abordées dans cette thèse.

La résolution fait appel à une discrétisation de l'espace en mailles. Chaque maille est caractérisée par son volume appelé volume de contrôle, et un point de l'espace appelé nœud de calcul, point auquel la solution sera recherchée. Un exemple de deux maille est donné Figure 2-4. Le principe de base de la méthode des volumes finis est d'intégrer l'équation (2-1) sur chaque volume de contrôle. Le théorème de Green-Ostrogradski donne alors :

$$\int_{\Sigma} K \vec{\nabla} h \cdot \vec{n} dS = 0 \quad (2-2)$$

où Σ dénote la surface du volume de contrôle, dS est un élément infinitésimal de surface, et \vec{n} est la normale à Σ orientée vers l'extérieur. En rappelant que la vitesse de Darcy est $\vec{U} = -K \vec{\nabla} h$, nous préférons écrire l'équation équivalente suivante :

$$\int_{\Sigma} -K \vec{\nabla} h \cdot \vec{n} dS = 0 \quad (2-3)$$

L'intégrale représente alors le débit sortant de la maille par les bords. Pour une maille ayant N cellules voisines, l'équation se réécrit :

$$\sum_{i=1}^N \int_{\Sigma_i} -K \vec{\nabla} h \cdot \vec{n} dS = 0 \quad (2-4)$$

où Σ_i dénote l'interface entre la maille courante et la maille voisine i . Seules des mailles polygonales sont considérées. Une première approximation consiste à prendre $\vec{\nabla} h \cdot \vec{n}$ constant sur l'interface. Si la droite joignant le nœud de calcul des deux mailles est orthogonale à l'interface (Figure 2-4), $\vec{\nabla} h \cdot \vec{n}$ s'approxime de la manière suivante :

$$(\vec{\nabla} h \cdot \vec{n})_{c,i} = \frac{h_i - h_c}{d(x_c, x_i)} \quad (2-5)$$

où $d(x_c, x_i)$ est la distance entre les deux nœuds. En prenant également K constant sur l'interface, l'équation (2-4) s'écrit :

$$\sum_{i=1}^N \left(I_{c,i} K_{c,i} \frac{(h_c - h_i)}{d(x_c, x_i)} \right) = 0 \quad (2-6)$$

où $I_{c,i}$ est la mesure de l'interface (une aire si le problème est 3D, une longueur si 2D, 1 si 1D), et $K_{c,i}$ est une évaluation de K sur l'interface, généralement pris comme la moyenne harmonique de $K(x_c)$ et de $K(x_i)$:

$$K_{c,i} = \frac{d(x_c, x_i)}{\frac{d(x_c, I_{c,i})}{K(x_c)} + \frac{d(x_i, I_{c,i})}{K(x_i)}} \quad (2-7)$$

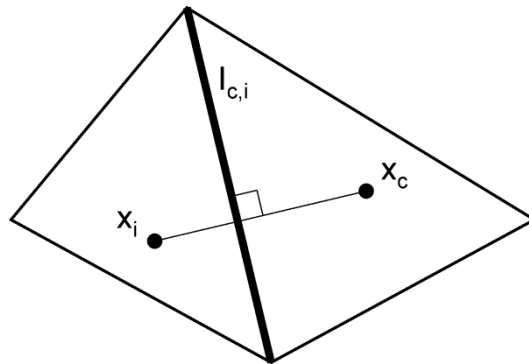


Figure 2-4 Deux mailles ayant une face commune et dont les nœuds satisfont la condition d'orthogonalité.

L'équation (2-6) est écrite pour chaque maille du maillage, aboutissant à un ensemble d'équations algébriques liées par l'intermédiaire des inconnues. En incorporant de manière appropriée les conditions aux limites, on forme un système linéaire inversible. Pour plus de détails, on pourra consulter par exemple [Eymard et al., 2000].

2.2.2 Module générique de résolution

Cette partie requiert de la part du lecteur d'être familier des concepts liés à la programmation objet.

Le module de résolution, implémenté en C++, est présenté Figure 2-5. Le diagramme de classes Figure 2-5 (a) montre comment nous avons tiré profit de la programmation objet pour créer un module générique à n'importe quelle application et à n'importe quel maillage. La classe maîtresse de la résolution est la classe *DiffusionEq_FV*. Elle remplit le système linéaire Axb à partir de l'équation (2-6) pour chacune des mailles, et des conditions aux limites décrites dans l'attribut *BC_desc*. Deux classes interfaces (aussi appelées "classes virtuelles pures") spécifient les fonctions nécessaires à calculer ces termes : l'interface *DiffusionCoeff_FV* spécifie une fonction qui doit retourner la valeur du coefficient de diffusion à l'interface entre deux mailles, et l'interface *Meshing_FV* spécifie les fonctions purement géométriques liées au maillage.

Les interfaces sont ensuite implémentées par des classes "réelles", qui doivent définir concrètement les fonctions spécifiées. En milieu poreux, nous utilisons un maillage structuré (exemple Figure 2-5 (b) gauche), et dans un réseau de fractures 2D nous utilisons un réseau de mailles 1D (exemple Figure 2-5 (b) droite).

Une fois le système linéaire rempli et les conditions aux limites et termes puits/sources intégrés, le système linéaire est résolu au moyen d'une bibliothèque tiers. La solution est validée en vérifiant que l'intégrale des flux sur le bord du domaine est bien égale à la somme des termes puits/sources.

Pus largement, ce module reflète l'esprit dans lequel les développements au sein de la plate-forme H2OLAB ont été menés.

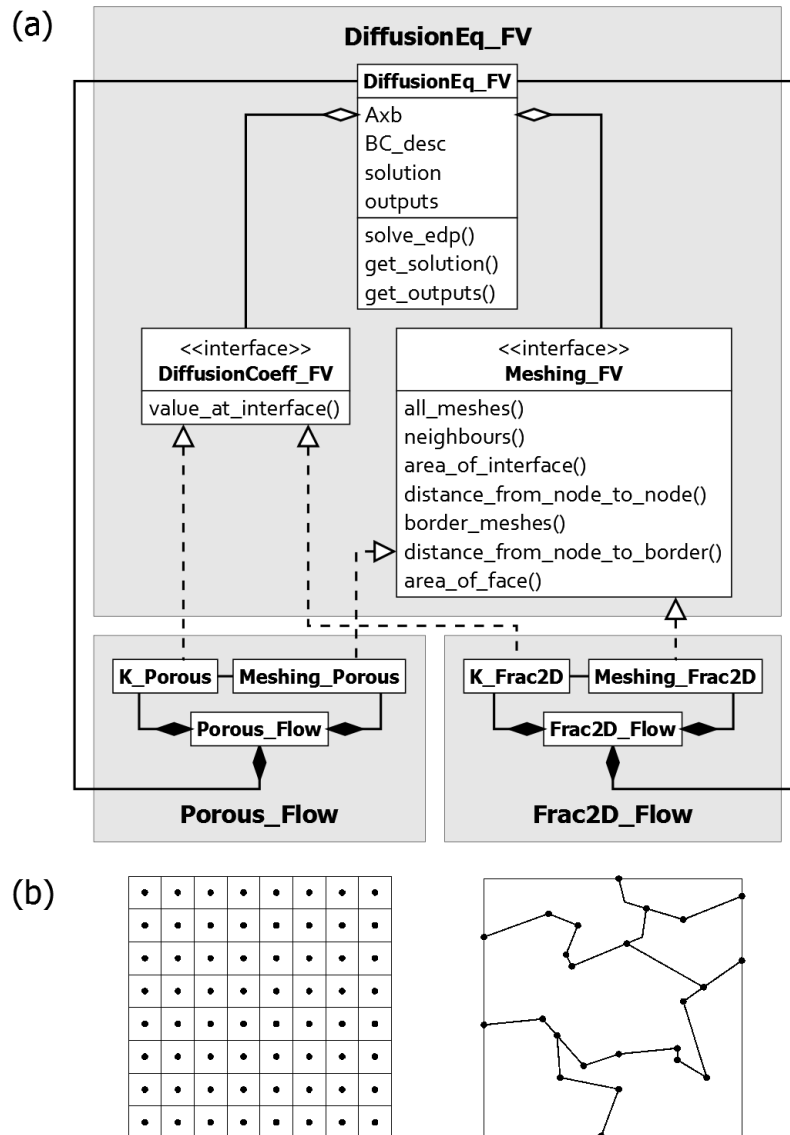


Figure 2-5 (a) Diagramme de classes UML (Unified Modeling Language) simplifié du module générique de résolution de l'équation de diffusion par la méthode des volumes finis, et son implémentation par les modules de calcul du flux dans les milieux poreux et dans les réseaux de fractures 2D. (b) Exemples de maillages traités.

2.3 Schéma d'adaptation locale pour la résolution des écoulements à surface libre dans les milieux poreux par la méthode des volumes finis

Lorsqu'on s'intéresse à la partie non-confinée des écoulements souterrains, il y a deux manières de modéliser la surface libre de la nappe. La première (la plus simple) est de spécifier sa géométrie et d'y spécifier la charge hydraulique $h = z$, la pression étant ici égale à la pression atmosphérique négligée. Nous avons vu en introduction que cette méthode ne permet pas de répondre aux questions que nous souhaitons aborder car la recharge est alors un résultat du modèle et non un paramètre. La deuxième est d'appliquer une recharge au niveau de la surface du sol ou de la surface libre de la nappe et de spécifier la charge hydraulique uniquement là où la nappe intercepte la surface du sol. La géométrie de la surface libre de la nappe résulte de ces conditions.

Spécifier la recharge au niveau de la surface du sol implique de traiter l'ensemble du domaine comme étant à saturation variable. La résolution des écoulements à saturation variable implique alors une inconnue supplémentaire et une équation non-linéaire (ex. : [Dassargues et al., 1988]). L'autre option consiste à spécifier la recharge directement à la surface de la nappe et à ne modéliser que les écoulements saturés. La géométrie de la surface de la nappe n'étant pas connue a priori, il faut cependant considérer un problème à surface libre, également non-linéaire. Sous certaines conditions, notamment en régime transitoire, la position calculée de la surface de la nappe par le modèle à surface libre peut différer légèrement de la solution calculée par le modèle à saturation variable [Mavroulidou et al., 2006]. Cependant, en régime permanent et à une échelle régionale, les différences sont négligeables [Clement et al., 1996; Mavroulidou et al., 2006; Romano et al., 1999]. Nous avons donc choisi un modèle à surface libre, plus adapté aux problématiques abordées dans la thèse.

La résolution des problèmes à surface libre est difficile, le principal challenge numérique étant de trouver une méthode qui soit à la fois précise et rapide. Le logiciel populaire de simulation MODFLOW [McDonald and Harbaugh, 1988; McDonald et al.,

1991], par exemple, souffre d'un manque de rigueur dans le traitement de la surface libre et de problèmes de convergence [Beckers and Frind, 2000; Clemo, 2005; Doherty, 2001; Knupp, 1996].

Nous avons développé une méthode efficace pour la résolution des écoulements à surface libre dans les milieux poreux avec la méthode des volumes finis. Cette méthode a le mérite d'être conceptuellement simple, puisqu'elle fait appel uniquement aux principes de base de la méthode des volumes finis. La méthode a pour l'instant été développée pour simuler le régime permanent uniquement. L'article suivant présente la méthode et les résultats dans le cas où il n'y a pas d'interaction avec la topographie. Cette interaction implique une considération supplémentaire dans l'algorithme de résolution, et est traitée dans la partie qui suit l'article (2.4).

A finite volume approach with local adaptation scheme for the simulation of free surface flow in porous media¹

Bresciani E., Davy P., de Dreuzy J.R.

UMR CNRS 6118, Geosciences Rennes, Université de Rennes 1, 35042 Rennes Cedex, France

Abstract

We present a method for solving steady-state flow with a free surface in porous media. This method is based on a finite volume approach and is halfway between a fixed and an adaptive mesh method, taking advantage of both approaches: computational efficiency and localization accuracy. Most of the mesh remains fixed during the iterative process while the cells in contact with the free surface (*free surface cells*) are being reshaped. Based on this idea, we develop two methods. In the first one, only the volumes of the free surface cells are adapted. In the second one, the computational nodes of the free surface cells are relocated exactly at the free surface. Both adaptations are designed for a better application of the free surface boundary conditions. Implementation details are given on a regular finite volume mesh for the case of homogeneous and heterogeneous rectangular dams in 2D and 3D. Accuracy and convergence properties of the proposed approach are demonstrated by comparison with an analytical solution and with existing references.

Keywords: free surface, porous flow, finite volume, numerical simulation

2.3.1 Introduction

Free surface flow in porous media is of great importance for many applications. This problem can be considered by formulating the flow equations either in both saturated

¹ Published in INTERNATIONAL JOURNAL FOR NUMERICAL AND ANALYTICAL METHODS IN GEOMECHANICS

Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. (2011)

Published online in Wiley Online Library (wileyonlinelibrary.com). DOI: 10.1002/nag.1065

and unsaturated zones (variably saturated approach), or only in the saturated zone (free boundary approach). The variably saturated approach has been developed and followed by numerous authors [Beckers and Frind, 2000; Freeze, 1971; Huyakorn et al., 1986; Zhang et al., 2001; Zienkiewicz et al., 1999]. It presents different characteristics from the free boundary approach and can give different results under certain conditions [Mavroulidou et al., 2006]. In this study we present a new free boundary approach.

Classically, numerical methods used to solve this free boundary problem are classified into two broad categories: adaptive mesh methods in which only the part below the free surface is meshed [Chung and Kikuchi, 1987; Darbandi et al., 2007; Gioda and Gentile, 1987; Jie et al., 2004; Neuman and Witherspoon, 1970a; Taylor and Brown, 1967], and fixed mesh methods in which the whole domain considered is meshed [Bathe and Khoshgoftaar, 1979; Desai and Li, 1983; Lacy and Prevost, 1987; Oden and Kikuchi, 1980]. The former are generally regarded as more intuitive and accurate than the latter [Gioda and Gentile, 1987], because the mesh matches the free surface position during the whole solution process. They have, however, several drawbacks. First, continuously adapting the whole mesh as the free surface moves is computationally more intensive, owing to the fact that the whole linear system has to be reconstructed at every iteration, in addition to the mesh generation itself [Gioda and Gentile, 1987; Marques and Marado, 2007]. Second, when dealing with heterogeneous media, this requires to continuously re-interpolate the hydraulic conductivity field at the computational nodes. Third, when a stress analysis has to be performed in addition to the seepage analysis, it is convenient to use the same mesh, which is not possible if the mesh evolves [Marques and Marado, 2007]. And finally, stability issues have been observed using this technique [Mavroulidou et al., 2006; Oden and Kikuchi, 1980; Taylor and Brown, 1967]. Instabilities may come from the possible large deformation of the elements of the mesh if the first iteration is too far from the solution [Marques and Marado, 2007].

In contrast, fixed mesh methods avoid most of these difficulties. They suffer, however, from two drawbacks. First, most of them involve advanced theories that are unfamiliar to most engineers or earth scientists, such as the theory of variational inequalities, for which a detailed overview can be found in [Oden and Kikuchi, 1980]. Second, the accuracy of the solution is more difficult to achieve, as the free surface position must be interpolated between computational nodes. Most of the time, the calculated free surface is not a smooth line, as underlined in [Lacy and Prevost, 1987]. However, smoothness can be improved when extending the flow region to the domain where the pressure becomes negative, up to a negative cut-off pressure [Lacy and Prevost, 1987].

We present a method halfway between a fixed and an adaptive mesh method, taking advantages of both approaches: computational efficiency and localization accuracy. We use a finite volume scheme over the entire domain, in which the flow region is restricted to the part below the free surface using a deactivation procedure as proposed in [Bathe and Khoshgoftaar, 1979] and a local adaptation of the cells cut by the free surface. Based on this idea, we develop two methods, corresponding to two degrees of local adaptation. The second section presents the principle of the methods, and the third section focuses on their implementation in both two and three dimensions. We then demonstrate in the fourth section the interest of the approach through results obtained for standard test cases and compare them with existing references.

2.3.2 Method

We deal with the problem of free surface flow in porous media. In steady state, this problem is governed by the diffusivity equation:

$$\nabla \cdot (K \nabla h) = 0 \quad (2-8)$$

where K is the given hydraulic conductivity, and h , the hydraulic head, is the unknown of the problem. The equation is subject to classical boundary conditions at the (known) fixed boundaries (e.g. Dirichlet or Neuman boundary conditions), and to free surface

boundary conditions at the (unknown) free boundary made up of a prescribed flow condition (possibly zero-flow) and a prescribed zero-pressure condition because, at the surface, the water is in contact with the atmosphere. A detailed presentation of the free surface problem in porous media can be found in [Bear, 1972].

2.3.2.1 Basic method: fixed mesh approach

We use a fixed mesh, covering the whole domain in which the free surface is supposed to be located. The solution results from an iterative process during which the flow is always restricted to the region located under the position of the free surface, which evolves throughout the iterative process. This restriction is performed by inactivating the cells located above it, i.e. by assigning them a very low hydraulic conductivity [Bathe and Khoshgoftaar, 1979]. However, in the method proposed here, the inactivation does not depend implicitly on the current value of the hydraulic head, but explicitly on the current position of the free surface. In other words, a cell is inactivated if the corresponding computational node is located above the current free surface (an example is shown in the next section). To this end, an explicit description of the free surface evolving with the iteration process is needed.

As it is not the main focus of the present contribution, the details of the iterative process are given in Appendix 1.

2.3.2.2 Adaptation of the free surface cells

The challenge of getting an accurate solution with a fixed mesh approach lies in the difficulty of properly applying the free surface boundary conditions at the unknown interface. Because this difficulty is local, a local adaptation of the finite volume scheme must be sufficient to address it. For each cell, the finite volume scheme is based on two local parameters: the control volume of the cell (i.e. the volume defined by its boundaries), and the position of the computational node of the cell. We propose to adapt both parameters so that the integration of the free surface boundary conditions in the numerical scheme is made easier.

We call *free surface cells* those active cells that are in contact with the free surface. These are the highest active cells of the mesh. The flow boundary condition can be applied accurately if the limit between the region where the flow occurs and the region where no flow occurs is defined with precision. This can be achieved by reshaping the control volume of the free surface cells to make the free surface an interface with the adjacent inactivated cells. This results in enlarging or reducing the free surface cells, and consequently in reducing or enlarging the corresponding adjacent cells. The reshaping is performed according to a free surface description that must be a continuous but not necessarily derivable function (see example Figure 2-6a). The choice of the highest active cells vary according to the method and is discussed below.

The reshaping can be performed with or without changing the position of the computational nodes. We propose two different methods.

- *Method A1.* The computational nodes are not moved (see example Figure 2-6b). With this constraint, every cell whose node is located above the free surface is inactivated.
- *Method A2.* The computational nodes of the free surface cells are moved and placed at the free surface (see example Figure 2-6c). In contrast to classical fixed mesh approaches, checking the zero-pressure condition is then straightforward. Note that this rule leaves the choice of the cells to be inactivated (close to the free surface) open. As a general rule, we propose to make the choice that maximizes the number of active cells.

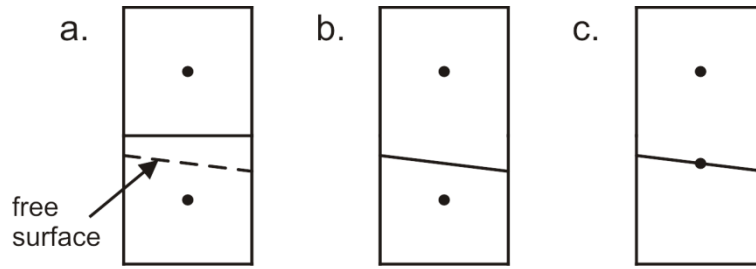


Figure 2-6 Principle of the free surface cell adaptation. (a) Initial cells and free surface. (b) Adaptation of the control volume without move of the computational node (method A1). (c) Adaptation of the control volume with move of the computational node (method A2).

Note that in contrast with existing adaptive mesh approaches, neither proposed method changes the number of nodes nor distorts the overall topological structure of the mesh. As a consequence, the linear system does not need to be fully reconstructed: only some coefficients have to be updated. Also, as the adaptation is local, most of the complications depicted in introduction concerning classical adaptive mesh methods are avoided (e.g. difficulties to deal with heterogeneous material, large deformation of elements).

2.3.3 Implementation

We implement the proposed methods on a regular mesh consisting of rectangular cells, although the method is not restricted to regular meshes. For this mesh, the finite volume scheme is very simple. The flux crossing the interface between two cells (hereafter named cell 1 and cell 2) is evaluated using the following formula:

$$Q_{1 \rightarrow 2} = I_{12} \times K_{12} \frac{(h_1 - h_2)}{(s_2 - s_1)} \quad (2-9)$$

where:

- I_{12} is the measure of the interface between cell 1 and cell 2 (a segment in the 2D case, a surface in the 3D case);
- K_{12} is the hydraulic conductivity at the interface, assessed using the harmonic mean between the hydraulic conductivities of both cells;
- s_i represents the position of node i along the axis orthogonal to interface I_{12} .

The finite volume scheme consists in expressing a flow balance using this formula on all borders for every cell of the mesh, and in filling the corresponding matrix line. We first present the detailed features of the 2D implementation, and then we show how it can be easily extended to the 3D case.

2.3.3.1 Implementation details - 2D case

Basic method

As a free surface descriptor, we use a height function defined for every column, i.e. for all x_i along the X axis (see Figure 2-7a). The achievement of the zero-pressure condition at the free surface is checked using the hydraulic head computed in the highest active cell (see Appendix 1). The best candidate for the highest active cell is then the one whose computational node is the closest to the free surface. As the computational nodes are located at the center of the cells, the best candidate is the cell that contains the free surface. All higher cells are deactivated by multiplying their hydraulic conductivity by 10^{-5} , but not zero, thus avoiding numerical instabilities [Bathe and Khoshgoftaar, 1979]. An illustrative example is given in Figure 2-7b.

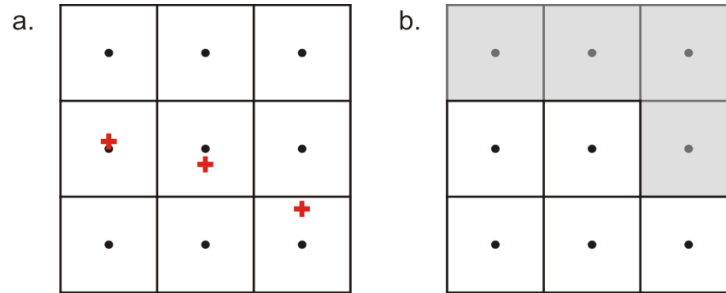


Figure 2-7 Method for deactivating "air" cells: location of the free surface given by the height function represented by crosses (a), and corresponding deactivation of cells (gray-colored) in the basic method (b).

Method A1: Reshaping of cells along the free surface

Here we need a continuous description of the free surface. To this end, we perform a linear interpolation of the free surface by joining the discrete points given by the height function with segments.

As cells will be reshaped, the selection of the highest active cell of a column is slightly different than in the basic method. Indeed, the choice must be done such that all active cells still contain a computational node. Thus, the highest active cell is the one corresponding to the highest computational node that remains under the free surface. If the free surface slope is not too steep, cells are reshaped vertically (Figure 2-8a and Figure 2-8b).

A very steep free surface slope can occur if the material presents a sharp transition of hydraulic conductivity, as in the heterogeneous case presented in the results section. If the slope is greater than 45° , the vertical shift between the highest active cells of two neighbor columns can be greater than one cell. In this case, to avoid the introduction of connection between remote cells such as cell 3 and cell 5 in Figure 2-8c, cells are reshaped horizontally.

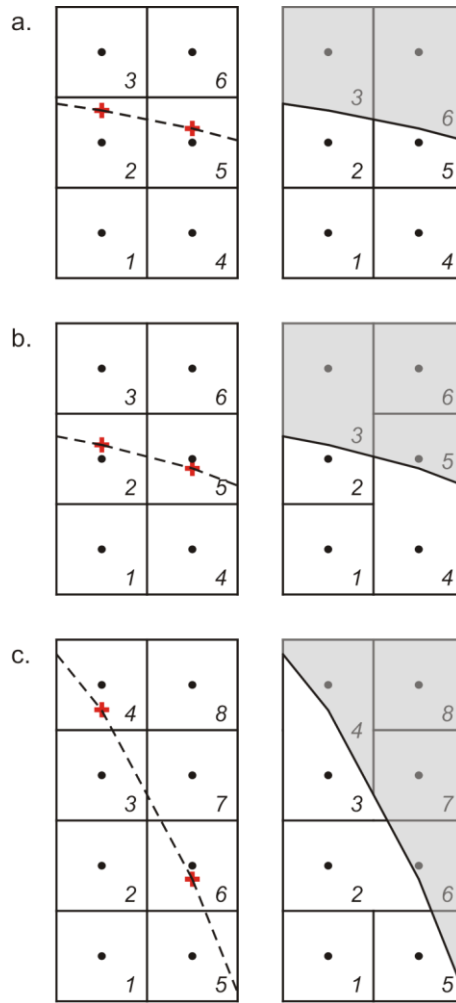


Figure 2-8 Possible cases of free surface interpolation based on the height function (left) leading to different local adaptations in method A1 (right).

To each of these three cases corresponds a special adaptation of the numerical scheme. In the case of Figure 2-8a, we compute a new value for the interface length I_{25} between the two highest active cells. This value is easy to compute, noting that the intersection of the free surface with the interface is the middle of the segment that joins the two points given by the height function. The other features of the numerical scheme are kept unchanged.

In the case of Figure 2-8b, a connection is introduced between cell 2 and cell 4. The gradient at this interface is computed using the same formula as for the gradient at the interface between cell 1 and cell 4 (this can be shown to be the result of the

gradient approximation by the three-point formula given in Appendix 2). The flow crossing the interface between cell 2 and cell 4 is thus given by:

$$Q_{2 \rightarrow 4} = I_{24} \times K_{24} \frac{(h_1 - h_4)}{(x_4 - x_1)} \quad (2-10)$$

and enters in the flow balance of these two cells. The hydraulic conductivity coefficient K_{24} is computed using the harmonic mean between the hydraulic conductivities of cell 2 and cell 4. As the flow is considered to be orthogonal to the interface, the weights in this harmonic mean are taken as the horizontal distance from the computational nodes to the interface, so they are both equal to half the mesh step. We note that the symmetry of the matrix is lost, since the coefficients of h_1 in (2-10) will not appear in the flow balance of cell 1. However, this is not a problem for a large number of available linear solvers (e.g. UMFPACK [Davis, 2004], HYPRE [Falgout and Yang, 2002]).

In the case of Figure 2-8c, for cells that are reshaped horizontally the length of the corresponding horizontal interfaces has to be reassessed considering their intersection with the free surface. Then, similarly to what is done vertically in the case of Figure 2-8b, the connection introduced between cell 2 and cell 5 (the lowest of the highest active cells of the two columns) implies a new flow in the flow balance of these two cells:

$$Q_{2 \rightarrow 5} = I_{25} \times K_{25} \frac{(h_2 - h_1)}{(x_2 - x_1)} \quad (2-11)$$

A slope steeper than in Figure 2-8c can imply more cells to be reshaped horizontally but does not alter the algorithm.

Method A2: Relocation of nodes at the free surface

In this method, the node of the highest active cell of every column is allowed to move vertically in order to be placed at the free surface. Since the node is allowed to move, there is less constraints for selecting the highest active cell than for method A1. Thus

we choose the cell that contains the point given by the height function, which leads to more active cells than in method A1. This criterion is the same as in the basic method.

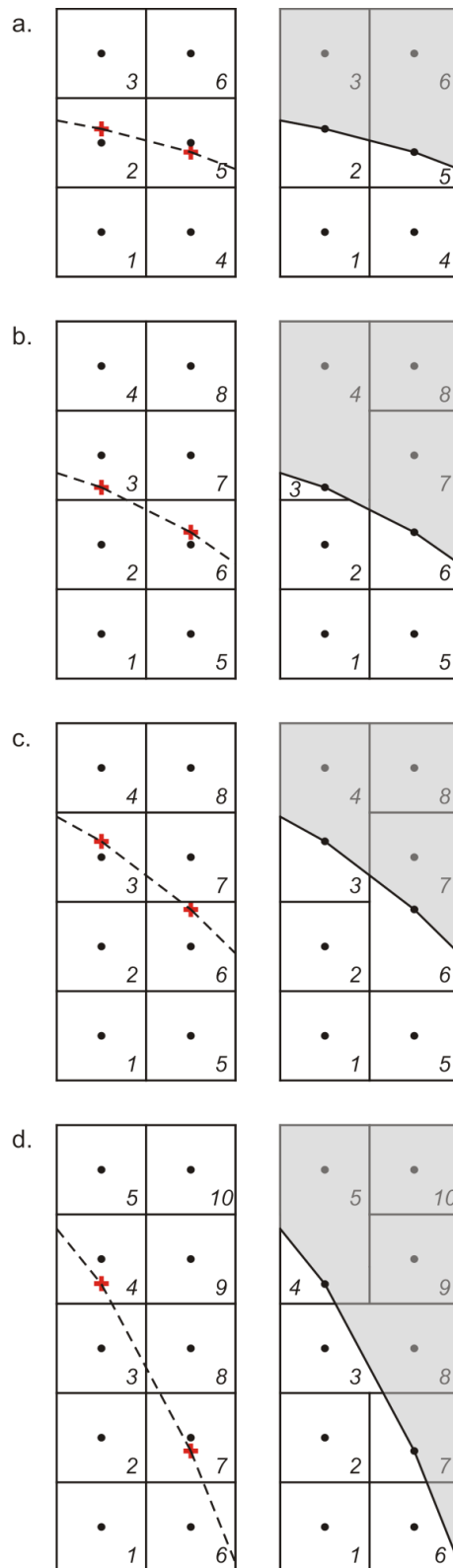


Figure 2-9 Possible cases of free surface interpolation based on the height function (left) leading to different local adaptations in method A2 (right).

Here, four possible configurations lead to a special adaptation of the numerical scheme. They are depicted in Figure 2-9. In the case of Figure 2-9a, to assess the flow between cell 2 and cell 5, we have to change the formula used to compute the gradient at the interface in addition to computing a new value for the interface length I_{25} . The gradient is evaluated with the three-nodes formula given in Appendix 2. The three nodes used are: the nodes at the free surface of the two columns, and the node located below the highest one of them. For the current example in Figure 2-9a, we choose nodes 2, 5 and 1 (not 4), and we obtain:

$$Q_{2 \rightarrow 5} = I_{25} \times K_{25} \frac{(y_2 - y_1)(h_2 - h_5) - (y_2 - y_5)(h_2 - h_1)}{(y_2 - y_1)(x_5 - x_2)} \quad (2-12)$$

The gradient at the interface between the highest active cell of a column and the cell below is also slightly different than in the classical scheme, according to the change in the distance between the two computational nodes.

In the cases of Figure 2-9b and Figure 2-9c, the vertical shift between the highest active cells of two neighbor columns is equal to one cell. In the case of Figure 2-9b, cell 2 is cut by the free surface, unlike in the case of Figure 2-9c where cell 2 remains unchanged. Thus, in the case of Figure 2-9b the interface length I_{23} has to be reassessed, as well as the interface length I_{26} . The gradient at the interface between cell 2 and cell 6 is computed using the three nodes formula (the nodes are chosen as in case a), and the gradients at the interface between the highest active cell of a column and the cell below are computed using the new distances between the computational nodes.

In the case of Figure 2-9c, a connection is introduced between cell 3 and cell 6. This case is handled similarly to method A1 in the case of Figure 2-8b except concerning the evaluation of the gradients: at the interface between cell 3 and cell 6 and between cell 2 and cell 6 we use the three nodes formula, again with the same choice of the three nodes. We also adapt the gradient between the highest active cell of each column and the cell below.

The case of Figure 2-9d presents the situation where the vertical shift between the highest active cells of two neighboring columns is greater than one cell. As in method A1, cells are then reshaped horizontally. This case is then handled similarly to method A1 in the case of Figure 2-8c except concerning the evaluation of the gradients: at the interface between cell 2 and cell 7 we use the three nodes formula, using the nodes 2, 7, and the node below the highest one of them, 1 in the given example (this procedure is coherent with the previous cases). Finally, we again adapt the gradient between the highest active cell of each column and the cell below.

2.3.3.2 3D case

Extension of the proposed methods to three dimensions is straightforward on a regular mesh. As a free surface descriptor, we still use a height function defined for every column, i.e. for every (x_i, y_i) on the (X, Y) plan. Between four points of the height function, the free surface is modeled either by two planar triangles or by a single bilinear surface. We implement the first option. The rule used to inactivate the cells located above the free surface is the same as in two dimensions, as well as the formula used to compute the gradient approximation at the interface between cells. Computing the area of interface between modified cells becomes more challenging because they consists of non-regular polygons. However, this difficulty is purely geometrical. An additional complexity is introduced for cases where the free surface slope is very steep and involve a horizontal reshaping such as in Figure 2-8c and Figure 2-9d. In 3D, considering such horizontal reshaping may seriously complicate the numerical scheme because a cell can potentially be connected to any of its 26 neighbors. For this reason, we did not implement this adaptation, that is we neglect the connection between cell 2 and cell 5 in Figure 2-8c, and between cell 3 and cell 7 in Figure 2-9d.

2.3.4 Results

We use the three proposed methods (basic method and methods A1 and A2) to solve the classical problem of determining the flow through a rectangular dam. The problem

is presented in 2D in Figure 2-10 with the finite volume discretization used. In this problem, equation (2-8) has the following boundary conditions:

$$h = H_1 \text{ on AB} \quad (2-13)$$

$$h = H_2 \text{ on DE} \quad (2-14)$$

$$\frac{\partial h}{\partial z} = 0 \text{ on AE} \quad (2-15)$$

$$h = z \text{ on BC} \quad (2-16)$$

$$\frac{\partial h}{\partial n} = 0 \text{ on BC} \quad (2-17)$$

$$h = z \text{ on CD} \quad (2-18)$$

The position of the free surface, the line between points B and C as well as the position of point C, are a priori unknown. For all simulations, the tolerance of the iterative algorithm ε is set to $10^{-2} m$ and the starting position of the free surface coincides with the top of the domain (see Appendix 1).

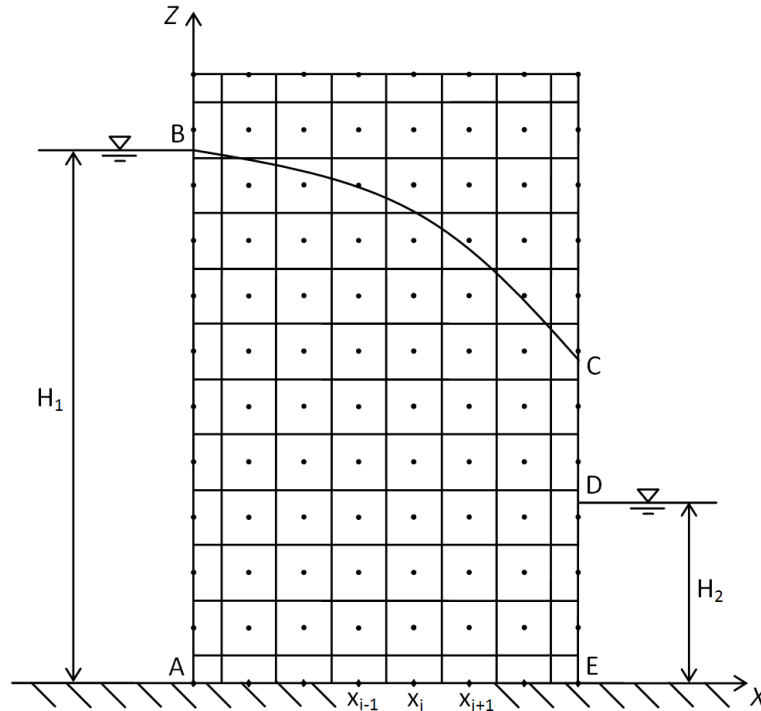


Figure 2-10 Presentation of the rectangular dam problem and of the regular finite volume mesh used.

2.3.4.1 2D case - homogeneous

We first deal with the homogeneous case, for which we know the analytical solution developed by [Polubarinova-Kochina, 1962] and quoted by [Elliott and Ockendon, 1982] for $H_1 = 24$ m, $H_2 = 4$ m, $AE = 16$ m (notations refer to Figure 2-10). As an illustration, the free surface position resulting from the three methods using a mesh of 9×16 cells has been drawn in Figure 2-11, and compared with the analytical solution. We took 9 cells (and not 8) along the X axis in order to match the points of the analytical solution. The basic method gives a raw estimate of the free surface position (Figure 2-11): rather than being smooth as expected, the free surface presents oscillations, sometimes above the exact solution and sometimes below. Method A1 gives less roughness, but the free surface tends to be underestimated. Method A2 gives the best match: the free surface obtained is smooth and hardly distinguishable from the analytical solution except for the last point. The lack of accuracy at this point is linked to the difficulty of dealing with the seepage point, a side issue of this paper discussed in Appendix 1.

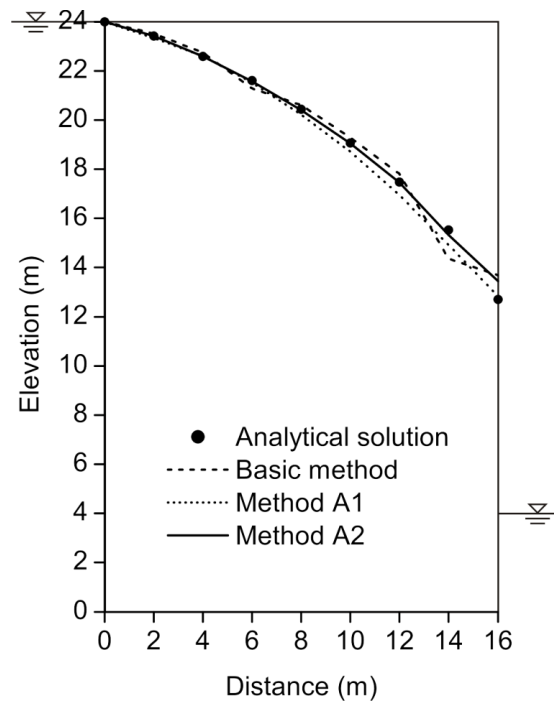


Figure 2-11 Position of the free surface obtained with the three methods compared with the analytical solution for the homogeneous rectangular dam, with a mesh of 9x16 cells.

Using the same rectangular dam as a benchmark, convergence properties of the three methods together with the effect of the mesh size are given in Figure 2-12. Following [Darbandi *et al.*, 2007], the study is performed for mesh sizes of 9x16, 17x32, 33x64, 65x128 and 129x256. The 2^n+1 cells (and not 2^n) along the X axis arise from the requirement of matching the points of the analytical solution as explained before. In Figure 2-12a, the sharp transition from a large residual to 0 is characteristic of the basic method. Indeed, as soon as the number of active cells is fixed in the iterative procedure, the numerical scheme does not evolve anymore, and the solution as well. Method A1 shows good convergence properties, starting with a similar convergence rate as for the basic method during the first iterations, up to an acceleration point. The acceleration point generally arises later for a finer mesh. Once the acceleration point passed, the convergence rate remains constant and is the same for all meshes. Method A2 also shows an acceleration point in the convergence history, arising later for a finer mesh. However, for this method the convergence rate is slower for a finer mesh. Method A2 shows a behavior very similar to the one observed in [Darbandi *et al.*,

2007], however with a much faster convergence rate. For the finer mesh studied, method A2 requires ten times less iterations to achieve the same residual. This observation points out the strength of local mesh adaptations compared with global mesh adaptations concerning convergence properties, in agreement with observations made in [Rank and Werner, 1986].

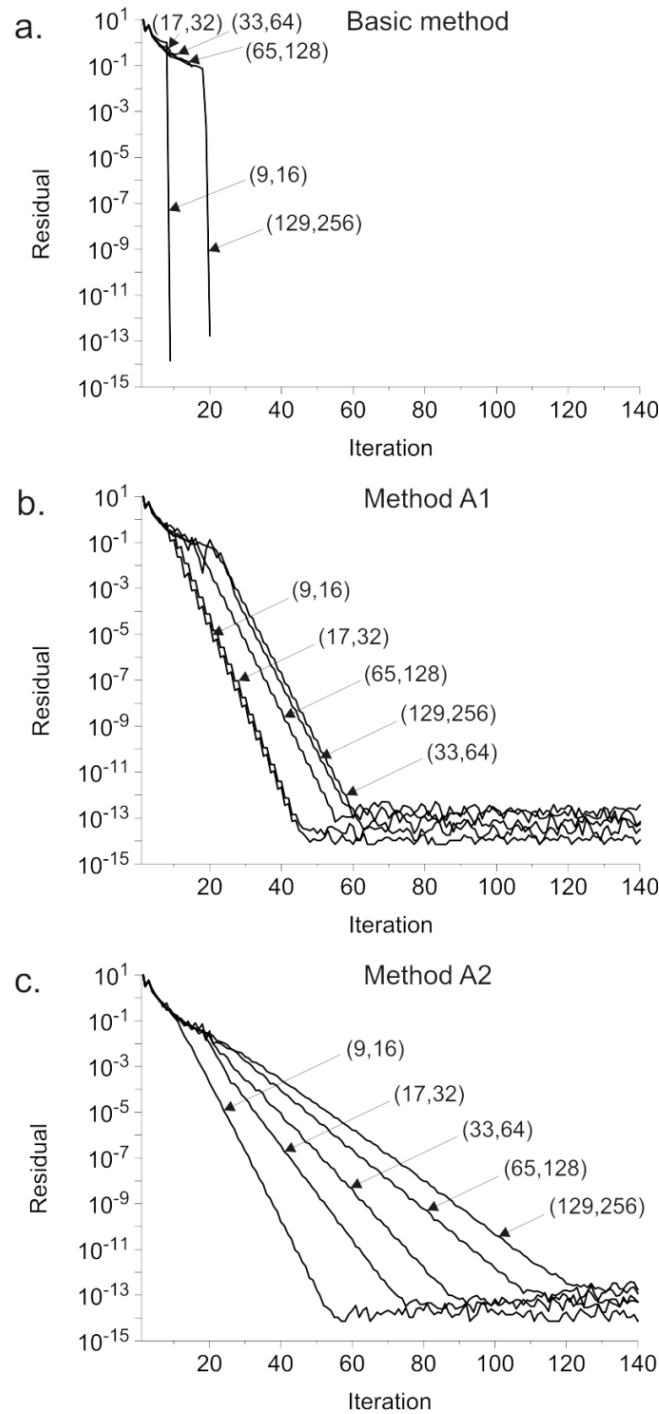


Figure 2-12 Effect of the mesh size on the convergence for the three methods.

Accuracy of the proposed methods has been studied by comparing the position of the resulting free surface with the analytical solution throughout the iteration process (Figure 2-13). The error is taken as the mean of the absolute difference between the discrete values given by the height function and the analytical solution where the

abscissa match, neglecting the first and the last point. The three methods show an improvement of the solution when refining the mesh. The error given by method A1 is slightly smaller than the error given by the basic method, whereas the error given by method A2 is systematically one order of magnitude smaller. In all cases, the error reaches a plateau after a few iterations. The number of iterations needed to reach this plateau increases slightly with the mesh size, and is not significantly different between the three methods. This suggests that only a few iterations are needed to achieve the best possible accuracy. Reporting this number on the residual curves of Figure 2-12 demonstrates that a residual of 10^{-3} m always provides the best accuracy, independently of the method and of the mesh size. Normalizing by the dam height gives a general dimensionless convergence criterion of 4.10^{-5} .

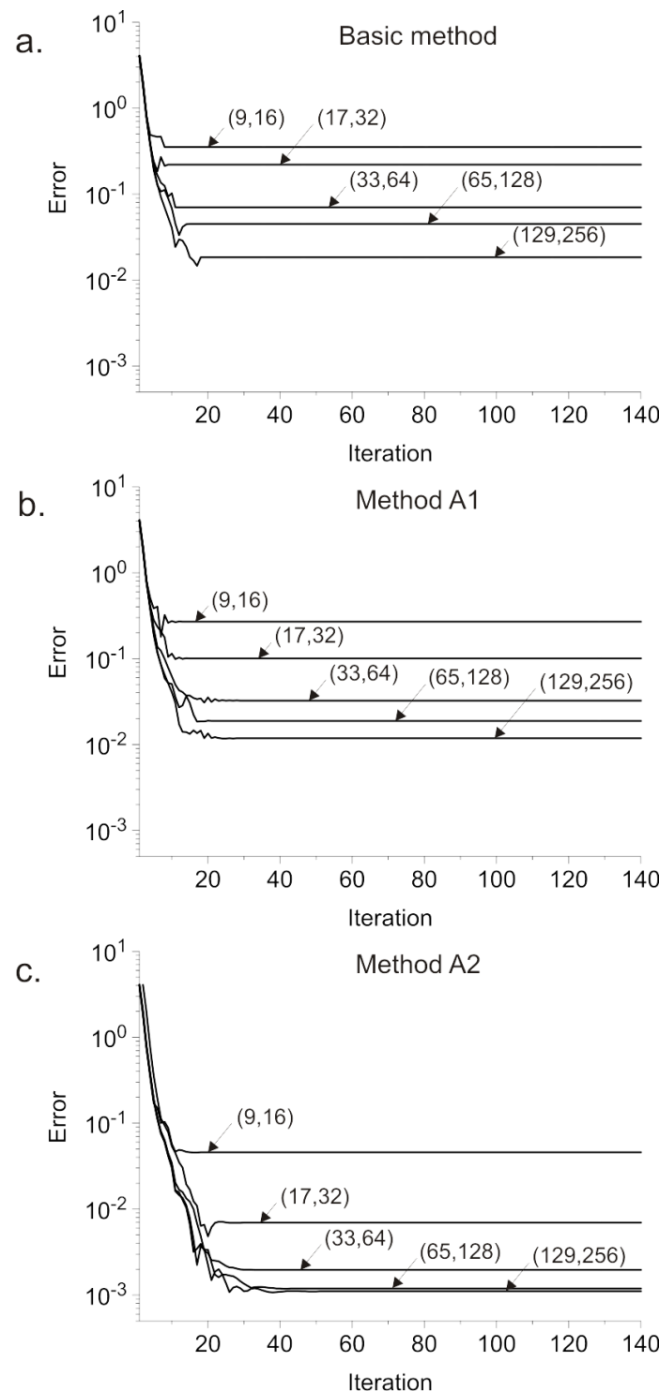


Figure 2-13 Effect of the mesh size on the convergence towards the analytical solution for the three methods.

Table 2-1 demonstrates the accuracy of the proposed methods comparing the results of other authors using a comparable discretization (cell size equal to $1/24$ of the dam vertical dimension). Method A2 is an order of magnitude more accurate than the methods proposed in [Elliott and Ockendon, 1982] and [Westbrook, 1985]. Concerning

the efficiency, we point out that the results quoted from [Westbrook, 1985] were obtained after 49 iterations using a fixed mesh technique, whereas method A2 needed 24 iterations to achieve a ten times more accurate solution.

x	Polubarinova-Kochina	Elliott and Ockendon	Westbrook	Basic method	Method A1	Method A2
0	1	1	1	1	1	1
1	0,989449	0,9869	0,985	0,991638	0,987863	0,989442
2	0,975507	0,9735	0,971667	0,973313	0,974483	0,975071
3	0,959378	0,9579	0,960833	0,963263	0,955221	0,959054
4	0,941347	0,9378	0,938333	0,932825	0,939175	0,941204
5	0,921523	0,9202	0,921667	0,916504	0,915054	0,921325
6	0,899935	0,8966	0,897917	0,905563	0,897104	0,899871
7	0,876558	0,8747	0,877917	0,875558	0,868892	0,876592
8	0,851318	0,8496	0,848333	0,863942	0,849663	0,851179
9	0,824092	0,8224	0,825417	0,837254	0,818763	0,824113
10	0,794698	0,7934	0,794583	0,804613	0,783271	0,794854
11	0,762864	0,7605	0,760833	0,767221	0,761821	0,763004
12	0,728189	0,7256	0,727083	0,725479	0,7265	0,728163
13	0,690035	0,6879	0,689167	0,679592	0,688275	0,689704
14	0,64729	0,6467	0,64625	0,629671	0,650463	0,647929
15	0,597565	0,6016	0,597083	0,573779	0,568225	0,597271
16	0,529459	-	-	0,562808	0,516204	0,550154
Error	-	0,002168	0,001749	0,008204	0,005421	0,000197

Table 2-1 Position of the free surface (normalized by the dam height) given by the analytical solution developed by Polubarinova-Kochina [Polubarinova-Kochina, 1962] compared with the position given by numerical method by Elliott and Ockendon [Elliott and Ockendon, 1982], Westbrook [Westbrook, 1985], and the three methods presented here. For all the numerical methods the cell size is the same, equal to 1/24 of the dam vertical dimension. Error is computed as the mean of the absolute difference from x=1 to x=15.

2.3.4.2 2D case - heterogeneous

The second test case consists of a rectangular dam including a sharp horizontal variation of hydraulic conductivity:

$$K = K_1 \text{ for } 0 \leq x \leq \frac{AE}{2} \quad (2-19)$$

$$K = K_2 \text{ for } \frac{AE}{2} < x \leq AE \quad (2-20)$$

$$K_2 = 10 \times K_1 \quad (2-21)$$

Complying with other studies that also considered this test case as a benchmark, we take $H_1 = 10$ m, $H_2 = 2$ m and $AE = 5$ m. The position of the free surface obtained with method A2 is shown in Figure 2-14 for two different horizontal discretizations and compared with those obtained in references [Oden and Kikuchi, 1980], [Lacy and Prevost, 1987] and [Darbandi et al., 2007]. We use $Dx=0.25$ m and $Dx=0.025$ m, while $Dy=0.25$ m is unchanged, where Dx and Dy are respectively the horizontal size and the vertical size of the cells. For the coarser discretization, the position is overestimated in the upper part of the dam. This behavior is caused by the nature of the finite volume method used, and namely the approximation of hydraulic conductivity at the interface between two cells by the harmonic mean of the two cells hydraulic conductivity. Refining the mesh in the horizontal direction leads to a more satisfying result, converging to a unique solution shown here for $Dx=0.025$ m. This solution is in good agreement with the quoted references.

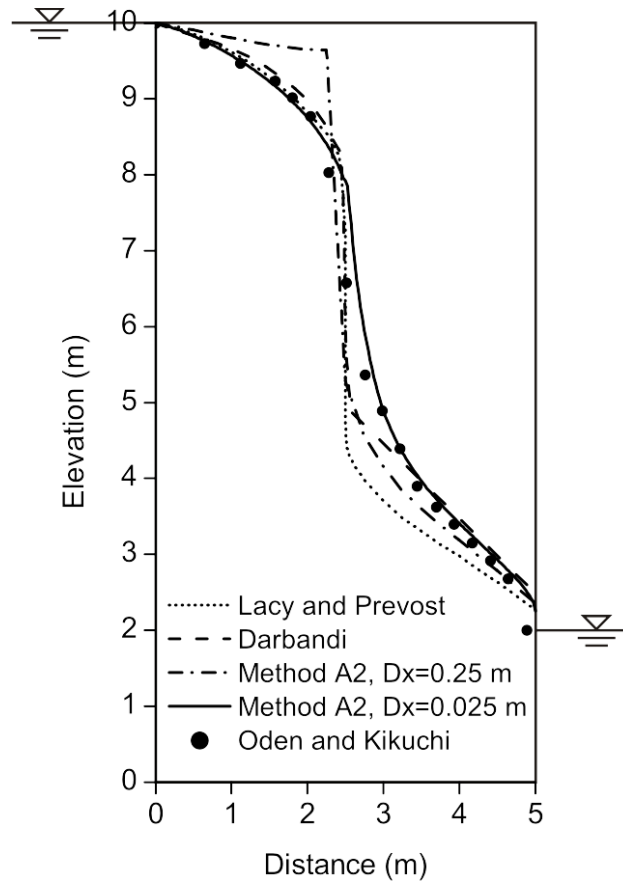


Figure 2-14 Position of the free surface found in a heterogeneous dam with method A2 for two different horizontal discretizations ($Dy=0.25$ m in both cases) and compared with those of Oden and Kikuchi using the extended pressure formulation [Oden and Kikuchi, 1980], Lacy and Prevost [Lacy and Prevost, 1987] and Darbandi et al. [Darbandi et al., 2007].

2.3.4.3 3D case

In three dimensions, we first solve the same test cases as in the 2D case, extended to the third dimensions with no added heterogeneity in the hydraulic conductivity field, i.e. the dam is uniform along its third dimension (Y axis). As expected, for cases that do not involve any horizontal reshaping, we obtain exactly the same results, without any change in the solution along the Y axis, and with exactly the same convergence behaviors.

In order to test a real 3D-component case, we introduce a heterogeneity in both X and Y directions. We choose a configuration for which the symmetry in the Y direction can be checked. The details of the configuration are given in Figure 2-15. The free surfaces

obtained by the three methods are shown in Figure 2-16, computed with a mesh composed of 1 m edge cubic cells. The results are reasonable and show the expected symmetry along the Y direction. As in two dimensions, the basic method gives a rough shape to the free surface. Method A1 gives a smoother solution but some small oscillations are still observed. Method A2 gives a very smooth solution, like the real solution is expected to be. The number of iterations needed to obtain the general dimensionless convergence criterion is 8 for the basic method and 15 for both method A1 and method A2.

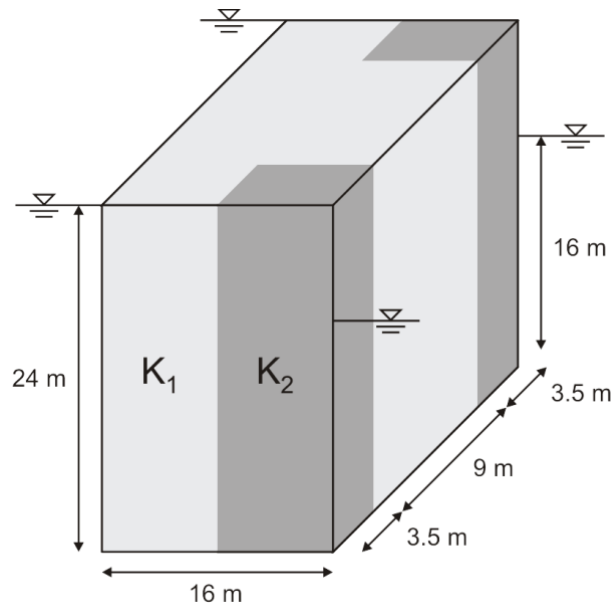


Figure 2-15 3D heterogeneous rectangular dam. Light grey: hydraulic conductivity K_1 . Dark grey: hydraulic conductivity K_2 , with $K_2=0.1K_1$.

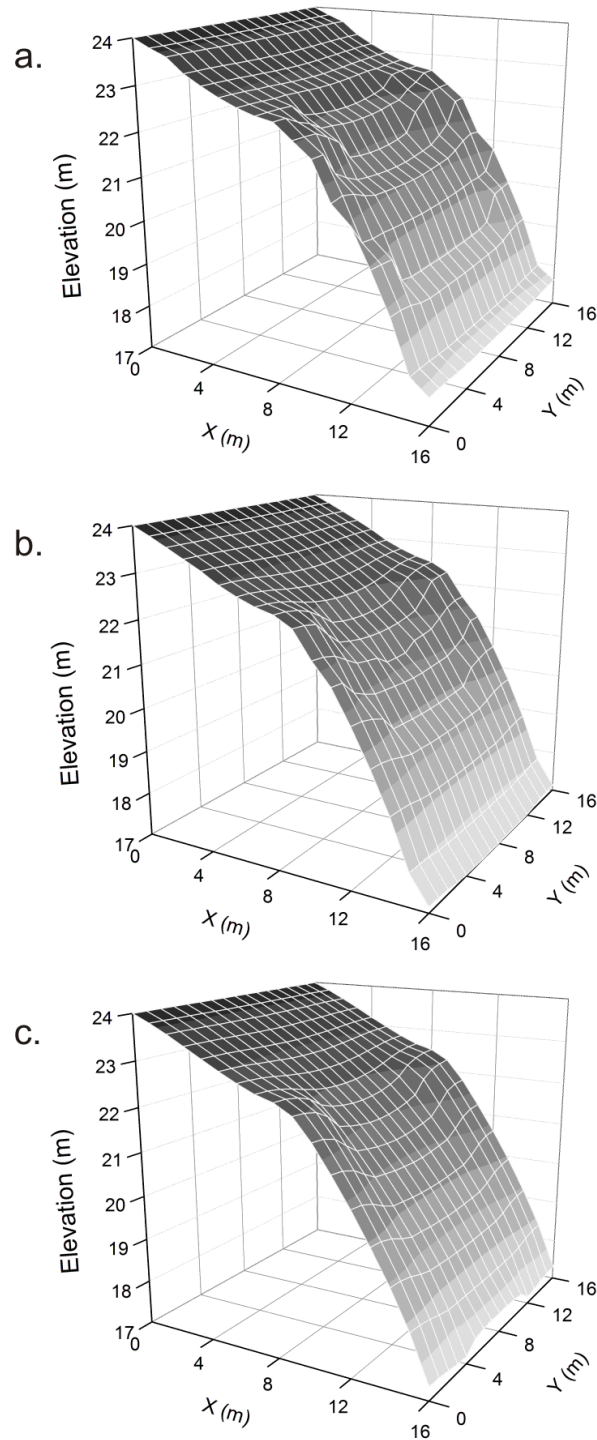


Figure 2-16 Free surface obtained by the three methods for the case of the 3D heterogeneous rectangular dam of Figure 2-15. (a) Basic method. (b) Method A1. (c) Method A2.

2.3.5 Discussion

The results show that our approach allows both boundary conditions at the free surface to be taken into account. The source of the lack of accuracy given by the basic method stems from the raw shape of the flow region that follows the rectangular cells at the free surface level, as can be understood from Figure 2-7b. The local reshaping of the free surface cells performed in method A1 reduces this step effect but the average accuracy is almost unchanged. The excellent results given by method A2 prove that the residual oscillations observed with method A1 are due to the fact that the free surface condition, equation (2-16), cannot be properly satisfied because there is no computational node located at the free surface. In contrast, method A2 satisfies exactly the free surface condition.

Our method could be compared with the one proposed in [Rank and Werner, 1986], in the sense that in both methods the equations are solved over the entire domain, using the classical approach first proposed by [Bathe and Khoshgoftaar, 1979], and then performing a local mesh adaptation. However, the mesh adaptation of [Rank and Werner, 1986] relies on a local refinement based on a posteriori error estimates, which implies additional computation and the introduction of new nodes, with the associated complications and loss of efficiency. In contrast, we propose a local mesh adaptation where the number of nodes remains unchanged. Our method does not involve any advance concept since it is only based on a consistent finite volume scheme, in which the finite volumes are simply adapted to the shape of the free surface. The results show that although simple, this approach provides a very good accuracy.

We think that the strength of the proposed approach lies in the nature of the finite volume formulation, and that a finite element approach would not allow carrying out the same adaptation. Indeed, in a finite element approach, the geometry of an element cannot be independent of the geometry of its neighbors because they share the same vertices. As a result, if we do not want to add new nodes, we cannot adapt the shape of an element without deforming the shape of all the elements of the mesh, as done in [Neuman and Witherspoon, 1970a] and [Chung and Kikuchi, 1987] for

example. In contrast, in a finite volume approach, the geometry of an element can be independent of the geometry of a neighbor because they do not have to share vertices. This property enables us to construct cells such as cell 4 in Figure 2-8b, that share an interface with two other cells (cell 1 and cell 2 in Figure 2-8b). Cells such as cell 4 do not to deform the entire mesh. The second good property of the finite volume approach is that the computational node of a cell does not need to be on a particular position: it can be anywhere within the cell, which enables us to relocate it exactly where we want (method A2).

Whereas the method has been implemented on a regular rectangular mesh, it can be extended to more complex mesh structures. Besides the general conditions imposed by the finite volume scheme, generation and adaptation of the mesh should comply with the two following requirements. First, mesh adaptation should be able to reshape locally the mesh cells to match the free surface without modifying the overall number of cells. Second, for those mesh cells crossed by the free surface, the computational node should be displaced to the free surface.

2.3.6 Conclusion

We develop an approach to solve free surface flow problems in porous media with a finite volume code. Based on the idea of locally reshaping the cells near the free surface, we develop two methods, that are adaptations of a basic method proposed in [Bathe and Khoshgoftaar, 1979]. The first one, called method A1 in this study, consists in reshaping the cells locally to match the flow region delimited by the free surface. The second one, called method A2, introduces an additional step that consists in relocating computational nodes at the free surface. These methods rely on the finite volume concept, which makes them simple to address and implement. They combine the advantages of both adaptive and fixed mesh methods. They are accurate because the mesh is adapted to the free surface, and they remain computationally efficient because the adaptation is performed only locally and the number of nodes is unchanged.

We implemented the proposed methods on a classical regular mesh, and validated the solution against an analytical solution in the 2D case. The results given by method A1 show a smoother result than the basic method, but the average accuracy is not significantly improved. The results given by method A2 are excellent: comparison with the analytical solution shows an accuracy that is one order of magnitude better than results quoted in different references. Convergence properties of the proposed approach are also very satisfying: even if method A2 shows a decrease of the convergence rate when refining the mesh, the convergence is much faster than for global adaptive mesh methods found in the literature. Finally, we demonstrate the extension of the proposed approach to the third dimension.

Appendix 1: Solution algorithm

We use a classical iterative algorithm to compute the solution of the free surface problem. This algorithm is a fixed-point algorithm, in which the free surface position is updated at each iteration on the basis of the computed head values until convergence. This approach is a trial free boundary method, as presented in [Cryer, 1976b], and the method we use for moving the boundary is part of the *local* category as defined in [Cryer, 1976b]. We note $\Gamma^{(k)}$ the height function that stores the height of the free surface for all x_i at iteration k . The algorithm then consists of the following steps:

1. Build the linear system that corresponds to the entire domain.
2. Give a first guess of the height function, that will be $\Gamma^{(0)}$.
3. Update the matrix coefficients properly as described in the paper:
 - multiply by 10^{-5} the hydraulic conductivity of the cells above the free surface;
 - apply the finite volume corrections to the surface cells;
 - adapt the boundary conditions if needed, namely if a seepage face exists (details are given below).
4. Solve the linear system.

5. Define $\Gamma^{(k+1)}$ using the hydraulic head computed in the highest active cell of every column:

$$\Gamma^{(k+1)}(x_i) = \Gamma^{(k)}(x_i) + \omega \left(h_j(x_i) - \Gamma^{(k)}(x_i) \right) \quad (2-22)$$

where $h_j(x_i)$ is the computed head in the highest active cell of column i , and ω is a relaxation factor.

6. Repeat steps 3 to 5 until convergence. Convergence is checked by looking at the residual r defined by:

$$r = \max_i |\Gamma^{(k+1)}(x_i) - \Gamma^{(k)}(x_i)| \quad (2-23)$$

Convergence is achieved when $r < \varepsilon$, where ε is a prescribed tolerance (convergence criterion).

Particular attention has to be paid to the determination of the seepage point, like point C in Figure 2-10. This point is strongly singular since its position is *a priori* unknown and it is located at a fixed boundary where a Dirichlet boundary condition is applied (equation (2-18)). It is unclear how some authors deal with that difficulty [Bathe and Khoshgoftaar, 1979; Taylor and Brown, 1967]. In [Bromhead, 1977], a virtual layer of high hydraulic conductivity is introduced along the whole length of the potential seepage face. This idea was taken up by [Desai and Li, 1983]. This technique is difficult to put into practice because it is unclear how to choose the value of the hydraulic conductivity in the virtual layer. In the present work, we use the fact that the flow along the seepage face is oriented outward:

$$\frac{\partial h}{\partial n} \leq 0 \text{ on CD} \quad (2-24)$$

We start with a position of the free surface that we know to be higher than the expected one and begin a descent procedure, which consists in switching head-imposed nodes to no-flow imposed nodes whenever the computed outgoing flow is negative, thus gradually releasing the originally locked seepage nodes. This technique

proves to be satisfactory, except for the exact location of the exit point. However, the singularity of this point is such that only a special procedure can give a better result. We can mention the work of Aitchison [Aitchison, 1972], where an analytic solution of the free surface shape is introduced, and the work of Gioda and Gentile [Gioda and Gentile, 1987], where a regularity condition is added to the numerical scheme. Neither of these procedures was implemented in this study.

For the convergence results presented in this study, the relaxation factor ω in step 5 has always been kept to 1. However, as the problem is highly non-linear, the iterative process may show an oscillatory behavior if Γ converges towards the transition between two cells in some column, because the numerical scheme does not evolve in a continuous way when the number of active cells changes. In this case, we can use a dumping coefficient d , typically $d = 0.5$, that multiplies the relaxation factor every time an oscillatory behavior of this kind is detected.

Appendix 2: General formula for gradient approximation in two dimensions

In the general case, where computation nodes are not necessarily on a regular rectangular mesh, three nodes are needed to approximate a gradient in two dimensions.

We note $M(x, y)$ a point belonging to an interface between two cells (an example is given in Figure 2-17). The Taylor development of $h(x, y)$ for an increment in some direction (dx, dy) gives:

$$\begin{aligned} h(x + dx, y + dy) \\ = h(x, y) + dx \frac{\partial h}{\partial x} + dy \frac{\partial h}{\partial y} + O(\|(dx, dy)\|^2) \end{aligned} \quad (2-25)$$

Neglecting the second order term leads to the following classical approximation:

$$h(x + dx, y + dy) \approx h(x, y) + dx \frac{\partial h}{\partial x} + dy \frac{\partial h}{\partial y} \quad (2-26)$$

If $(x + dx, y + dy)$ refers to a computation node, whose position is known, we have three unknowns: $h(x, y)$, $\frac{\partial h}{\partial x}$ and $\frac{\partial h}{\partial y}$. Considering three computation nodes like in Figure 2-17, we then have a system of three equations in three unknowns so that the gradient can be computed in M . For $P_1(x_1, y_1)$, $P_2(x_2, y_2)$, $P_3(x_3, y_3)$ and associated heads $h(x_1, y_1) = h_1$, $h(x_2, y_2) = h_2$, $h(x_3, y_3) = h_3$, we obtain the following general formula:

$$\frac{\partial h}{\partial x}(x, y) = \frac{(y_1 - y_3)(h_1 - h_2) - (y_1 - y_2)(h_1 - h_3)}{(y_1 - y_3)(x_1 - x_2) - (y_1 - y_2)(x_1 - x_3)} \quad (2-27)$$

$$\frac{\partial h}{\partial y}(x, y) = \frac{(x_1 - x_3)(h_1 - h_2) - (x_1 - x_2)(h_1 - h_3)}{(x_1 - x_3)(y_1 - y_2) - (x_1 - x_2)(y_1 - y_3)} \quad (2-28)$$

We note that these expressions are independent of M and are thus constant along the considered interface.

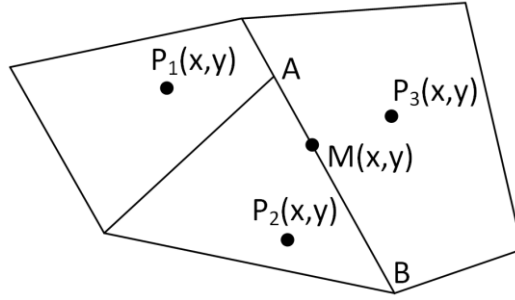


Figure 2-17 : Finite volumes in the general case.

Acknowledgements

The French National Research Agency ANR is acknowledged for its financial funding through the MOHINI project (ANR-07-VULN-008) and for its contribution to the development of numerical methods through the MICAS project (ANR-07-CIS7-004). The authors thank Jocelyne Erhel for fruitful discussions and two anonymous reviewers for their insightful comments.

2.4 Gestion des interactions de la nappe avec la topographie

Dans l'approche de modélisation choisie dans cette thèse, la position des affleurements de nappe n'est pas spécifiée a priori, et pour cause puisqu'elle fait partie des résultats d'intérêt (Chapitre 1). Cette inconnue supplémentaire implique une procédure spéciale au cours des itérations de surface libre.

Là où la nappe intercepte la topographie, la surface de la nappe n'est plus "libre" : la pression est imposée par l'air ou par un corps d'eau de surface (lac, rivière). En négligeant la hauteur d'eau des corps de surface (raisonnable à l'échelle régionale), la pression est égale à la pression atmosphérique supposée nulle et on a donc $h = topo$, où $topo$ décrit la position de la surface du sol sur l'axe vertical. La condition limite est donc différente de là où la nappe n'affleure pas : il s'agit d'une charge imposée.

La procédure développée consiste à adapter les conditions limites au cours des itérations de surface libre (Figure 2-18). Lorsque la recharge $U_{IN} = R$ est imposée (itérations k et $k + 2$ dans le schéma), la charge h calculée à cette itération est comparée à la topographie. Si elle est supérieure à la topographie, la surface libre est positionnée au niveau de la topographie et la charge $h = topo$ est imposée à l'itération suivante (itération $k + 1$). Sinon, la recharge reste imposée (itération $k + 3$). Lorsque la charge est imposée (itération $k + 1$), la recharge U_{IN} calculée à cette itération est comparée à la recharge R . R est une recharge potentielle maximum : $U_{IN} > R$ signifie que la charge imposée $h = topo$ est une condition irréaliste. Dans ce cas, la condition limite est rebasculée en recharge imposée (itération $k + 2$).

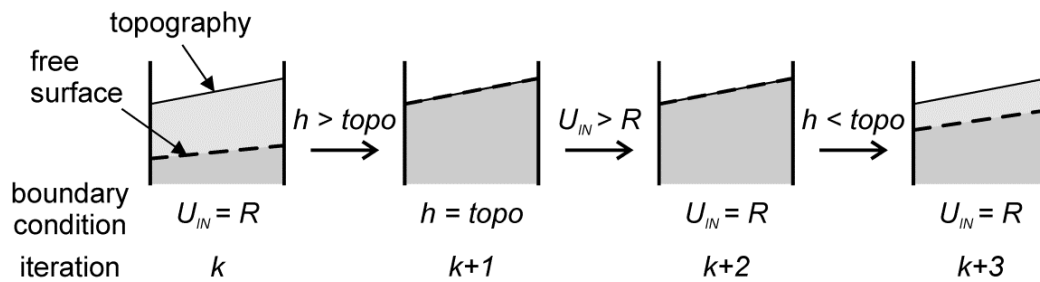


Figure 2-18 Procédure d'adaptation des conditions aux limites lorsque la nappe intercepte la topographie au cours des itérations de surface libre.

Cette procédure est équivalente aux procédures implémentées avec succès dans plusieurs codes de simulation en régime transitoire [Beckers and Frind, 2000; Crowe et al., 1999; Freeze, 1971; Knupp, 1996], et identique au module SEEPAGE [Batelaan and De Smedt, 2004] développé pour le logiciel MODFLOW [McDonald and Harbaugh, 1988].

Lorsque tous les bords du domaine sauf la surface de la nappe sont considérés imperméables, comme c'est le cas pour toutes les études présentés par la suite, cette méthode permet de n'imposer aucune charge hydraulique a priori. Le système contient bien sûr des charges imposées (sinon il ne serait pas inversible), mais elles sont toutes déterminées naturellement au fur et à mesure des itérations de surface libre. Ce point est très important pour l'approche du problème physique menée dans cette thèse. Un exemple de résultat pour une partie d'un bassin versant est donné Figure 2-20.

2.5 Choix d'un solveur linéaire

La résolution numérique de l'équation de la diffusion fait appel à la résolution d'un système linéaire. Il faut distinguer plusieurs classes de solveurs linéaires, définies par les propriétés indiquées Table 2-2. Les solveurs directs donnent une solution exacte et ne présentent pas les problèmes de convergence parfois rencontrés avec les solveurs itératifs. Ils requièrent par contre beaucoup plus de mémoire lors de l'exécution [Erhel, 2011]. Ils deviennent en pratique inutilisables pour un nombre d'inconnues trop grand.

Cependant, dans notre travail nous avons réussi à limiter le nombre d'inconnues en employant des maillages non-réguliers qui peuvent être raffinés uniquement là où c'est nécessaire. La plupart du temps, un solveur direct fut donc suffisant. Il faut aussi considérer le fait que la matrice modifiée par l'adaptation locale des mailles au niveau de la surface libre est non-symétrique, ce qui restreint le choix du solveur. Comme solveur direct, nous avons utilisé la bibliothèque UMFPACK [Davis, 2004], adaptée aux matrices non-symétriques.

Dans les cas où la résolution directe n'était plus possible (trop grand nombre d'inconnues, notamment dans certains cas 3D), nous avons utilisé la bibliothèque HYPRE [Falgout and Yang, 2002] qui implémente une large gamme de solveurs itératifs et préconditionneurs. Ils sont implémentés en parallèle, bien que nous n'ayons pas eu besoin d'utiliser cette fonctionnalité ici. Nous avons la plupart du temps utilisé le solveur BiCGSTAB préconditionné par le module Euclid, donnant un bon compromis entre rapidité et éventuels problèmes de convergence.

Algorithme de résolution	Type de matrice traitée	Implémentation
direct	symétrique définie positive	séquentielle
itératif	quelconque (inversible)	parallèle

Table 2-2 Propriétés définissant différentes classes de solveurs linéaires.

2.6 Analyse des écoulements

La résolution de l'équation de la diffusion ne représente qu'une partie du travail. Nous présentons ici les principales méthodes d'analyse nécessaires à comprendre les résultats présentés dans la suite du document.

2.6.1 Calcul et analyse du champ de vitesses

Afin de simplifier les calculs, nous utilisons un maillage structuré composé de mailles rectangulaires. Dans une maille, la vitesse de Darcy dans une direction donnée est alors facilement calculée sur les bords orthogonaux à cette direction par les formules suivantes (cf. paragraphe 2.2.1) :

$$\begin{aligned} U_{*+} &= K_{c,i+} \frac{(h_c - h_{i+})}{d(x_c, x_{i+})} \\ U_{*-} &= -K_{c,i-} \frac{(h_c - h_{i-})}{d(x_c, x_{i-})} \end{aligned} \quad (2-29)$$

où l'indice * représente la direction (X, Y ou Z), et les indices + et – réfèrent aux bords "positif" et "négatif" dans cette direction, faisant rapport à leur position relative (voir Figure 2-19).

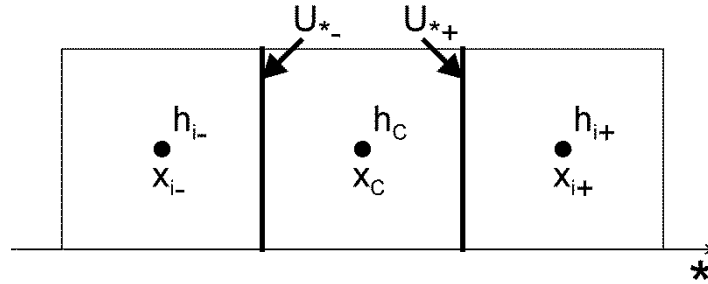


Figure 2-19 Localisation de la vitesse sur les bords "positif" et "négatif" dans une direction quelconque * (X, Y ou Z).

La norme de la vitesse $\|U\|$ peut être calculée au centre de la maille en utilisant une approximation linéaire de la vitesse dans chacune des directions :

$$\|U\| = \sqrt{\left(\frac{U_{x+} + U_{x-}}{2}\right)^2 + \left(\frac{U_{y+} + U_{y-}}{2}\right)^2 + \left(\frac{U_{z+} + U_{z-}}{2}\right)^2} \quad (2-30)$$

L'analyse du champ de vitesse passe également par sa visualisation. Un module basé sur la bibliothèque OpenGL permet la visualisation rapide des propriétés discrétisées sur le maillage avec quelques options d'affichage qui facilitent l'interprétation (topographie, zoom, axes, maillage, colorbar, etc.). La Figure 2-20 montre un exemple des différentes variables calculées.

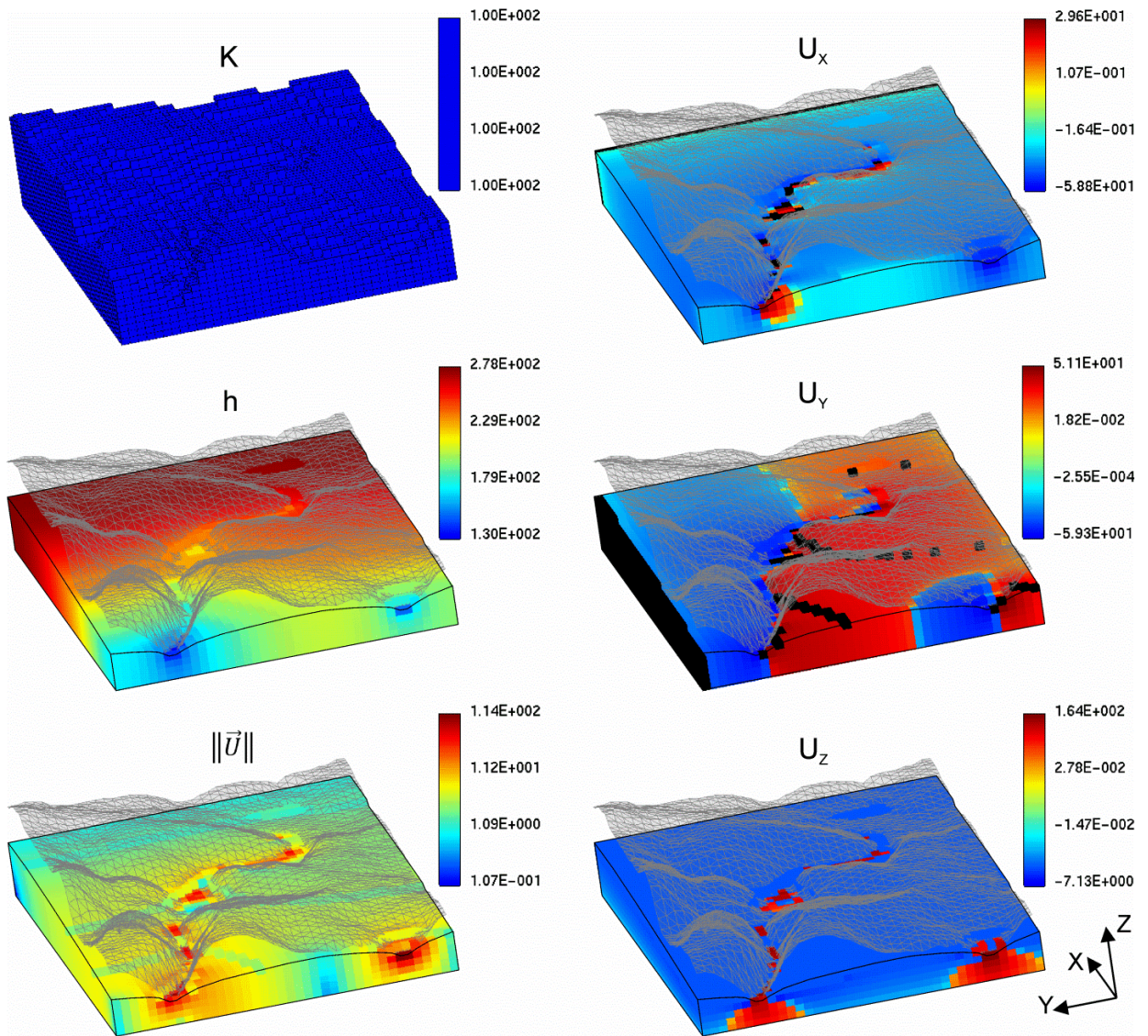


Figure 2-20 Exemple de simulation dans une partie d'un bassin versant homogène avec une recharge potentielle uniforme unitaire appliquée en surface. La topographie est dessinée en transparence sur les variables résultats. La nappe affleure dans les bas topographiques, créant les zones de décharge. On peut identifier facilement la rivière principale du bassin, dont l'exutoire principal est en bas à gauche dans cette vue.

Enfin, certaines propriétés intéressantes du champ de vitesse sont automatiquement calculées à l'issue d'une simulation : valeur minimum et sa position, valeur maximum et sa position, moyenne, variance, ratio de participation [Sornette et al., 1993], position moyenne pondérée par la valeur.

2.6.2 Zones d'affleurement et débits

Les zones d'affleurement de la nappe représentent une information pertinente vis-à-vis des questions abordées dans cette thèse (voir chapitre 1). Dans ces zones, la charge hydraulique est imposée égale à la topographie (voir paragraphe 2.4). A l'issue des itérations de surface libre, nous repérons les mailles correspondantes afin d'analyser les propriétés des zones d'affleurement telles que l'aire, la position, ou le débit d'exfiltration.

Le débit à travers un bord d'une maille est donné par le produit de la vitesse orthogonale à ce bord (équation (2-29)) par la section de ce bord. Sur une zone donnée, le bilan résulte de la somme des débits aux bords de cette zone. On peut aussi discriminer les mailles à débit sortant des mailles à débit entrant. Par exemple, dans le cas d'un aquifère où les conditions limites sont toutes imperméables sauf au niveau de la surface libre, le débit total d'un aquifère est donné par la somme des débits sortants (ou entrants) au niveau de la surface libre.

En repérant au préalable des entités sous-bassins versants topographiques, on peut aussi effectuer ces analyses par entité. Ainsi, on peut évaluer les échanges inter-entités, et vérifier par exemple qu'un pompage n'inverse pas la tendance (voir chapitre 5).

2.6.3 Construction d'un flow net en 2D et en 3D par particle tracking

Le tracé d'un "flow net" permet une représentation efficace d'un champ d'écoulement. C'est une pratique classique dans la modélisation de systèmes hydrogéologiques [Bear, 1972; Cedergren, 1997; Fetter, 2001]. Un flow net est constitué des équipotentiels (les lignes de contour de la charge hydraulique) et des "stream lines" (lignes de flux). Dans un milieu isotrope, les stream lines croisent les équipotentiels à angle droit. En 2D, généralement les stream lines sont générées telles que la quantité de flux dans le "stream tube" existant entre deux stream lines soit la même dans tous les stream tubes. Cette propriété est importante car elle permet d'interpréter les distances entre stream lines de la même manière dans l'ensemble du domaine. Par exemple, on peut

évaluer qualitativement la part de l'écoulement profond par rapport à l'écoulement proche de la surface. En 3D, les stream tubes sont définis par l'espace entre quatre "stream surfaces".

Il existe trois classes de méthodes de génération. La première est manuelle. Fastidieuse, elle requiert beaucoup de pratique pour aboutir à un résultat correct [Fetter, 2001]. La deuxième passe par la détermination de la fonction "stream" ψ , qui implique en 2D une équation aux dérivées partielles de même nature que pour la charge hydraulique. Sa détermination en 3D implique une ou deux équations aux dérivées partielles selon qu'on effectue ou non un changement de repère en coordonnées curvilignes [Bear, 1972]. Dans tous les cas, les calculs supplémentaires sont coûteux. La dernière classe implique l'utilisation du "particle tracking" (transport de particules) [Fan et al., 1992]. En effet, les "path lines" sont identiques aux stream lines en régime permanent. La difficulté réside alors dans la détermination des positions de départ des particules : si elles sont réparties uniformément, les lignes générées ne seront pas nécessairement espacées telles que la quantité de flux soit égale dans tous les stream tubes. En 2D le problème peut se résoudre simplement en parcourant le bord d'une extrémité à l'autre et en injectant une particule chaque fois que le débit cumulé est égal au débit d'un stream tube [Jones et al., 2001]. En 3D cette méthode n'est pas applicable : aucun algorithme de parcours de surface ne permettrait de garantir une répartition correcte. Nous abordons alors le problème différemment.

Nous proposons une méthode de détermination des positions de départ en 2D et en 3D qui respecte approximativement la propriété de quantité de flux égale dans tous les stream tubes. Le principe est décrit ici dans les grandes lignes. Soit N le nombre de stream lines voulues. On définit une surface élémentaire $S_u = S/N$. Nous maillons la zone d'injection par des carrés de côté d_u défini par :

$$d_u = S_u^{1/D} \quad (2-31)$$

où D est la dimensionnalité de la zone d'injection (2 en 3D, 1 en 2D). S_u est éventuellement réajusté afin que la zone d'injection soit parfaitement recouverte. Pour chaque maille i on calcule le débit absolu Q_i la traversant orthogonalement :

$$Q_i = \int_{S_u} |K \vec{\nabla} h \cdot \vec{n}| dS \quad (2-32)$$

Soit Q_T la somme des débits absolus traversant la zone d'injection :

$$Q_T = \sum_i Q_i \quad (2-33)$$

Le nombre de particules N_i à injecter dans la maille i est alors calculé par :

$$N_i = \text{round} \left(\frac{Q_i}{Q_T} \right) \quad (2-34)$$

Dans la maille, les particules sont distribuées de manière uniforme.

Nous avons implémenté cet algorithme dans la plate-forme H2OLAB et utilisé le module de "particle tracking" existant ([Beaudoin et al., 2007; de Dreuzy et al., 2007]).

La Figure 2-21 de (a) à (c) montre des exemples d'application.

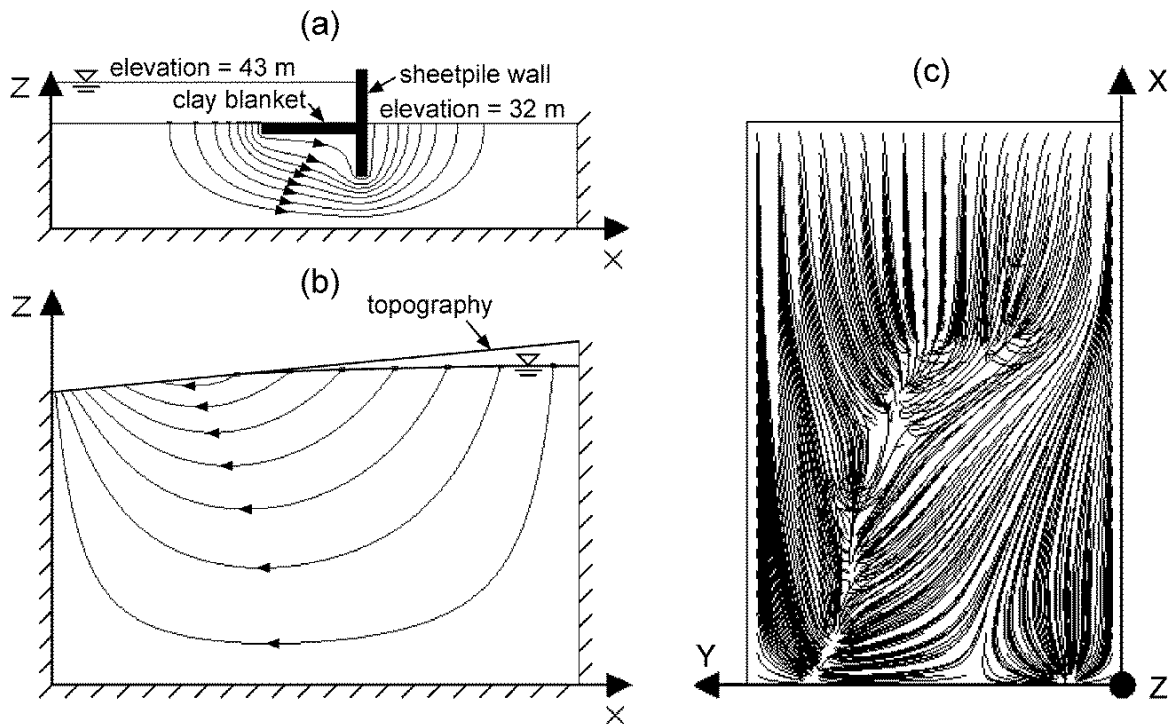


Figure 2-21 Exemples de stream lines générées en injectant les particules selon la méthode décrite dans ce paragraphe. (a) Cas test 2D utilisé par Jones et al. [Jones et al., 2001]. (b) Cas test 2D avec surface libre. (c) Vue du dessus de l'exemple 3D de la Figure 2-20 (500 stream lines).

Dans le cas 2D, la méthode proposée est moins précise que celle qui consiste à évaluer le débit au fur et à mesure du parcours d'un bord d'injection, comme proposé dans [Jones et al., 2001]. Avec notre méthode, un biais est engendré par la répartition uniforme dans chaque maille de la zone d'injection. Si la distribution des flux est très hétérogène à l'échelle de cette maille, l'erreur de précision sur les positions générées est de l'ordre de grandeur de d_u (elle décroît donc avec le nombre de particules injectées). Néanmoins, la densité de particules est correcte, à l'arrondi près introduit dans l'équation (2-34). Cette propriété rend la méthode utilisable pour des études statistiques sur les écoulements.

Dans le cas 3D, nous ne connaissons aucune méthode alternative pour déterminer des positions d'injection respectant la propriété de quantité de flux égale dans tous les stream tubes. Bien qu'imparfaite, nous avons donc utilisé cette méthode de visualisation.

L'algorithme a aussi été étendu de manière à générer des positions de particules dans un volume (cas 3D) ou une surface (cas 2D).

2.6.4 Détermination des propriétés d'une zone d'appel par backward particle tracking

On peut aussi effectuer un transport "backward", c.à.d. à l'encontre du champ de vitesse, pour déterminer la zone d'appel d'un point d'intérêt, par exemple un puits de pompage ([Bakker and Strack, 1996; Bradbury and Muldoon, 1994; Frind et al., 2002; Kinzelbach et al., 1992; Moutsopoulos et al., 2008]). En injectant un grand nombre de particules avec une densité proportionnelle au flux, on peut aussi étudier les propriétés statistiques liées à l'eau pompée. Nous avons utilisé cette technique pour étudier l'influence des paramètres topographiques et géologiques sur les formes des zones d'appel et les temps de transfert dans un contexte géologique de socle (chapitre 5).

2.7 Automatisation d'études paramétriques

Durant cette thèse, nous avons cherché à étudier l'influence de différents paramètres géométriques et hydrauliques sur les écoulements, ce qui requiert un nombre très important de simulations. Cette démarche est largement différente d'une démarche classique de modélisation de site, et demande donc des outils différents. Elle aurait été impossible sans l'automatisation d'un maximum de procédures. Nous mentionnons ici simplement quelques éléments intéressants développés et utilisés tout au long de la thèse :

- un générateur de fichiers de paramètres et de batchs d'exécution par croisement de valeurs discrètes ;
- de nombreuses fonctions de génération analytique de topographie et de champs de conductivité hydraulique/porosité ;
- une méthode de construction de maillage s'adaptant automatiquement à la géométrie du domaine et possédant diverses options de raffinement.

Chapitre 3 : Le bassin élémentaire

3.1 Introduction

Les connaissances actuelles sur les caractéristiques des écoulements souterrains à l'échelle régionale ont surtout été basées sur l'hypothèse que la géométrie de la surface libre de la nappe est une réplique de la topographie. Ces travaux ont permis d'identifier une hiérarchisation de différents systèmes d'écoulement souterrain et d'étudier l'influence de différents paramètres topographiques et géologiques sur ces systèmes [Freeze and Witherspoon, 1967; Toth, 1963]. Cependant, cette hypothèse est largement discutable [Haitjema and Mitchell-Bruker, 2005]. En outre, à géométrie et charge hydraulique imposée, le flux entrant par la surface de la nappe est un résultat fonction uniquement des paramètres du système (conductivité hydraulique essentiellement), pouvant alors entraîner des taux de recharge irréalistes [Sanford, 2002]. Nous proposons un cadre d'étude dans lequel la géométrie de la surface de la nappe n'est pas connue a priori : elle résulte de l'équilibre entre la recharge, les propriétés géologiques, et la contrainte topographique.

3.1.1 Concept du bassin élémentaire

Nous proposons ici un cadre d'étude de base pour comprendre le contrôle combiné de la recharge, de la topographie et de la géologie sur les écoulements souterrains : le bassin "élémentaire" (Figure 3-1). Le bassin élémentaire est assimilable à un bassin hydrogéologique de premier ordre idéalisé et isolé du système d'écoulement régional (flux latéraux nuls). Sa topographie forme deux versants symétriques séparés par un drain. Les limites de l'extension horizontale du bassin sont idéalisées par un rectangle, et les crêtes ont une altitude constante. La forme de la topographie est déterminée par le drain et la topographie des versants jusqu'à la crête. La limite inférieure du système d'écoulements souterrains est un substratum imperméable d'altitude constante. La

conductivité hydraulique est supposée homogène et le système est soumis à une recharge potentielle uniforme. Sous ces hypothèses, la section verticale au niveau du drain forme une limite hydrogéologique à flux nul. En conséquence, les écoulements souterrains sont symétriques dans les deux versants, impliquant que l'étude d'un seul versant est suffisante. Enfin, précisons que seule la partie saturée en eau est considérée et l'écoulement est étudié en régime permanent.

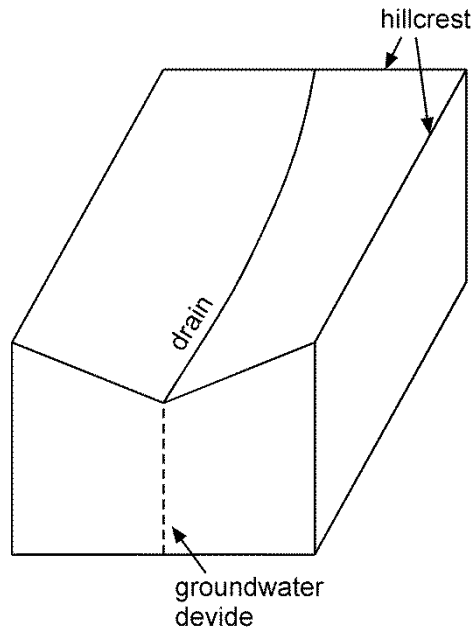


Figure 3-1 Bassin élémentaire idéal.

Bien que très simple et composé de peu de paramètres, un tel système présente un comportement non trivial, dont la compréhension fine se révèle une base intéressante pour l'étude de systèmes plus réalistes. Sa complexité est principalement due aux caractéristiques non-linéaires du système. Une première source de non-linéarité est due à la condition de surface libre "pure" de la nappe. Lorsque la recharge augmente, la hauteur de nappe augmente de manière à assurer un gradient de charge suffisant pour absorber la recharge. Dans le même temps, la section d'écoulement augmente, facilitant en retour le drainage (et donc l'infiltration) de la recharge. Une deuxième source de non-linéarité est due à l'interaction de la surface libre de la nappe avec la topographie. Quand la hauteur de nappe augmente, la surface de suintement augmente, facilitant là encore en retour le drainage de la recharge. La position finale de la surface libre résulte de l'équilibre entre ces mécanismes opposés. Elle n'est donc

pas facilement prévisible. Sous cette contrainte, nous étudions ici l'influence des différents paramètres du système de manière systématique. Les quantités étudiées ici sont principalement la longueur d'affleurement de la nappe, le débit total drainé par l'aquifère, et la profondeur de pénétration des écoulements.

3.1.2 Un système non-linéaire

La profondeur du substratum imperméable est un paramètre important de la productivité de l'aquifère. On utilise classiquement en hydrogéologie la transmissivité de l'aquifère, égale dans le cas homogène au produit de la conductivité hydraulique par l'épaisseur de la nappe, censée en refléter la productivité. L'épaisseur étant corrélée positivement à la profondeur du substratum imperméable, la productivité de l'aquifère augmente avec la profondeur du substratum imperméable. Cependant, la notion de transmissivité n'a de sens que sous l'hypothèse où l'écoulement est horizontal et de vitesse constante sur toute la verticale de la nappe. Le débit de la nappe est alors donné par le produit de la transmissivité par le gradient de charge et par la largeur d'aquifère considérée. Or, on sait qu'en réalité la vitesse d'écoulement diminue avec la profondeur, du à un trajet plus long pour une même différence de charge. Ce constat remet en cause la pertinence de la transmissivité définie à l'aide de l'épaisseur de la nappe et, par suite, l'existence d'une relation simple entre la profondeur du substratum imperméable et la productivité de l'aquifère. Selon le modèle classique de transmissivité, la productivité augmente linéairement avec la profondeur (en supposant que la hauteur de nappe varie de manière négligeable). Qu'en est-il en réalité ? La réponse n'est pas immédiate : elle dépend de la compétition entre l'augmentation de la section d'écoulement et la diminution de la vitesse des lignes d'écoulement ajoutées. A cette difficulté se rajoute le fait qu'une augmentation de profondeur s'accompagne aussi d'une diminution de la hauteur de la nappe, avec les implications non-linéaires que cela engendre en surface.

La conductivité hydraulique K est le degré de résistance à l'écoulement. Elle définit donc le gradient de charge nécessaire pour une vitesse d'écoulement donné. Ce faisant, elle contrôle la position de la surface libre en réponse à une recharge donnée. Plus K est faible, plus le gradient hydraulique nécessaire à infiltrer la recharge est

élevé, donc plus la nappe est haute. Mais, plus précisément, à quel taux la hauteur de nappe augmente-t-elle ? La difficulté pour répondre à cette question tient à nouveau aux non-linéarités du système.

L'influence de la topographie sur les écoulements s'opère par la contrainte qu'elle donne à la surface libre de la nappe. Plus la pente est forte, plus le contrôle sera localisé proche du point bas seulement. En retour, une pente plus forte implique alors une surface de suintement plus faible. La productivité de l'aquifère va donc résulter d'un équilibre entre ces deux mécanismes opposés. Notons aussi que là où la topographie contrôle le système, la charge hydraulique est identique à la topographie. On s'attend donc à ce que, ici, la forme de la topographie soit déterminante.

3.1.3 Coupe 2D-verticale

La démarche suivie ici consiste à d'abord analyser en détails le fonctionnement d'une coupe 2D-verticale (Figure 3-2), dont les paramètres sont² :

- R la recharge [LT^{-1}] ;
- K la conductivité hydraulique [LT^{-1}] ;
- L la longueur du système [L] ;
- d la profondeur du substratum imperméable [L] ;
- z_T la topographie [L].

Elle peut être vue comme l'idéalisation d'une coupe le long d'un profil où l'écoulement est monodirectionnel, ou encore comme une moyenne d'un système où l'écoulement serait globalement conservatif. L'approche 2D a avant tout l'intérêt pratique que les simulations nécessitent moins de temps de calcul, ce qui permet d'explorer plus rapidement l'espace des paramètres. Elle permet aussi d'aborder la question de la validité de l'hypothèse d'écoulements horizontaux (de Dupuit) lorsque la surface libre de la nappe interagit avec la topographie, rarement abordée dans la littérature.

Nous traitons dans ce chapitre le cas d'une topographie purement linéaire, qui permet d'établir la base des lois de comportement macroscopiques du système. L'idée est

² un tableau récapitulatif des variables du chapitre est donné en fin de chapitre (Table 3-2)

ensuite de se servir de ces résultats comme d'une référence pour comprendre l'influence de différentes morphologies de topographie d'une part, et de la troisième dimension d'autre part (en perspectives de cette thèse).

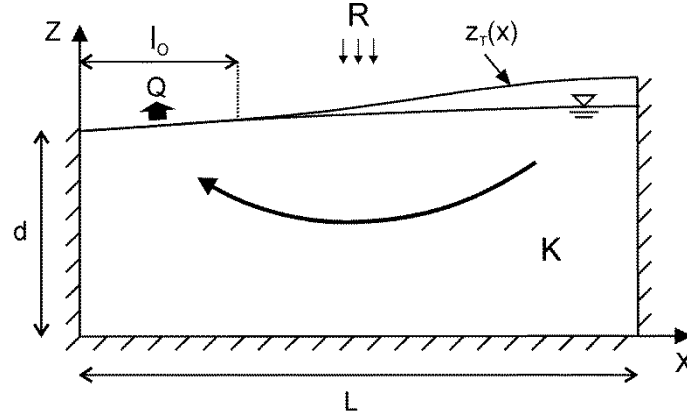


Figure 3-2 Schématisation du bassin élémentaire 2D-vertical.

3.2 Méthode de simulation

De manière à être générique, l'étude est d'abord rendue indépendante de l'échelle spatiale et temporelle : toutes les longueurs du système sont adimensionnées par L , et les vitesses par R .

La position de la surface libre de la nappe, sujette aux interactions avec la topographie, est déterminée comme indiqué dans le chapitre 2.

Un des défis de cette étude est de réussir à capturer toute la physique du système, c'est à dire toute la gamme de comportements possibles. Cela implique de ne pas limiter les gammes de valeurs d'étude a priori des paramètres du système. Les gammes de valeurs qui ont effectivement permis de capturer toute la physique du système sont :

$$\begin{aligned} 0.01 &< s_0 < 0.1 \\ 10^0 &< \frac{K}{R} < 10^6 \\ 10^{-4} &< \frac{d}{L} < 10^2 \end{aligned} \tag{3-1}$$

avec :

- s_0 la est pente [-] de la topographie à l'origine $x = 0$ (exutoire de l'aquifère).

L'exploration systématique d'autant d'ordres de grandeur différents est un réel défi numérique. Pour des grandes valeurs de K/R et des petites valeurs de d/L , le système devient très sensible à un changement de position de la surface libre de la nappe. La justesse des résultats requiert alors une méthode de résolution robuste et très précise du problème d'écoulement à surface libre. L'utilisation de la méthode A2 [Bresciani et al., 2010] a permis de satisfaire ces contraintes. Le critère de convergence suivant a été atteint pour tous les résultats présentés :

$$\max \left| \frac{h}{L} - \frac{z}{L} \right| < 10^{-7} \text{ sur } FS \quad (3-2)$$

avec :

- h la charge hydraulique [L] ;
- z l'altitude [L] ;
- FS la surface libre de la nappe.

Une autre difficulté vient des gammes de valeurs des paramètres géométriques, associées au nombre important de simulations à effectuer. Le nombre total de mailles doit rester assez faible pour permettre un temps de calcul raisonnable, mais doit être suffisant pour atteindre une précision suffisante pour explorer tout le comportement du système. Nous avons développé une méthode de génération du maillage s'adaptant automatiquement à ces contraintes géométriques et numériques. Nous avons notamment tiré bénéfice de la non-uniformité de la sensibilité du système, utilisant une taille de maille plus grande là où le système est moins sensible. Un exemple représentatif du maillage utilisé est montré Figure 3-3. Le raffinement est maximum au niveau de l'exutoire, là où la norme de la vitesse est plus élevée (la norme étant la norme euclidienne classique : $\|\vec{U}\| = \sqrt{U_x^2 + U_z^2}$). Au niveau de l'exutoire, $Dx/L = 10^{-5}$ et $Dz/L = 10^{-5}$, Dx et Dz étant respectivement la taille horizontale et la taille verticale de la maille. Le maillage est dégradé vers les x positifs, Dx étant multiplié par

un facteur 1.05 d'une maille à l'autre, et vers les z positifs et négatifs, Dz étant multiplié par un facteur 1.1 d'une maille à l'autre vers le haut et vers le bas. Cette configuration a permis d'obtenir la quasi totalité des résultats. Seuls quelques cas spécifiques ont requis une discrétisation horizontale différente, dans le but d'obtenir meilleure précision lorsque la longueur d'affleurement de la nappe est grande.

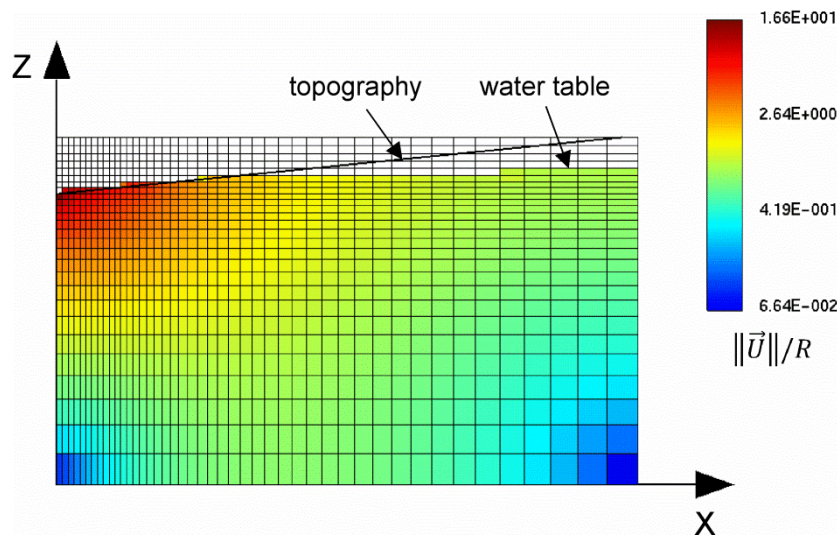


Figure 3-3 Illustration du bassin élémentaire 2D-vertical avec topographie linéaire, du maillage utilisé (gros) et du champ d'écoulement. Le maillage est plus raffiné proche de l'exutoire. Dans cette région, la norme de la vitesse est plus élevée.

3.3 Etude d'un système 2D à topographie linéaire

Dans ce cas, la topographie se réduit à $z_T(x) = s_0 x$.

3.3.1 Longueur d'affleurement

Nous commençons par analyser la longueur d'affleurement l_0 de la nappe (Figure 3-2). Cette quantité renseigne sur les conditions limites "classiques" (linéaires) du système, puisque c'est là que sont localisées les conditions de Dirichlet (charge hydraulique égale à la topographie). Une fois la longueur d'affleurement connue, l'analyse du reste du système est plus intuitive.

3.3.1.1 Influence de la profondeur du substratum imperméable : identification de deux régimes

Les simulations de la longueur d'affleurement en fonction de la profondeur du bassin montrent que l_o/L diminue avec d/L jusqu'à un palier non nul (Figure 3-4 (a) et (b)). Cette première observation démontre deux résultats importants. Premièrement, il existe une profondeur au-delà de laquelle l'affleurement de nappe n'est plus sensible à une augmentation de profondeur du bassin (et par extension le système tout entier, puisque les conditions limites sont alors fixées). Deuxièmement, le fait que le palier soit non nul indique qu'il ne suffit pas à un système d'être profond pour être transmissif. En effet, si la transmissivité augmentait toujours avec la profondeur, le gradient hydraulique diminuerait toujours, faisant tendre la longueur d'affleurement vers 0.

La transition entre la partie décroissante et le palier est relativement courte, permettant de définir deux régimes. Dans le premier régime (régime pré-asymptotique), la longueur d'affleurement diminue avec la profondeur du substratum imperméable. Ce régime est de manière remarquable linéaire en d/L . Après la transition, la longueur d'affleurement atteint une valeur constante : le système a atteint un régime asymptotique indépendant de d/L . On peut définir une profondeur caractéristique d'influence i_{l_o} par intersection de l'approximation linéaire du régime pré-asymptotique avec la valeur du régime asymptotique (intersection des lignes pointillées Figure 3-4 (a) et (b)).

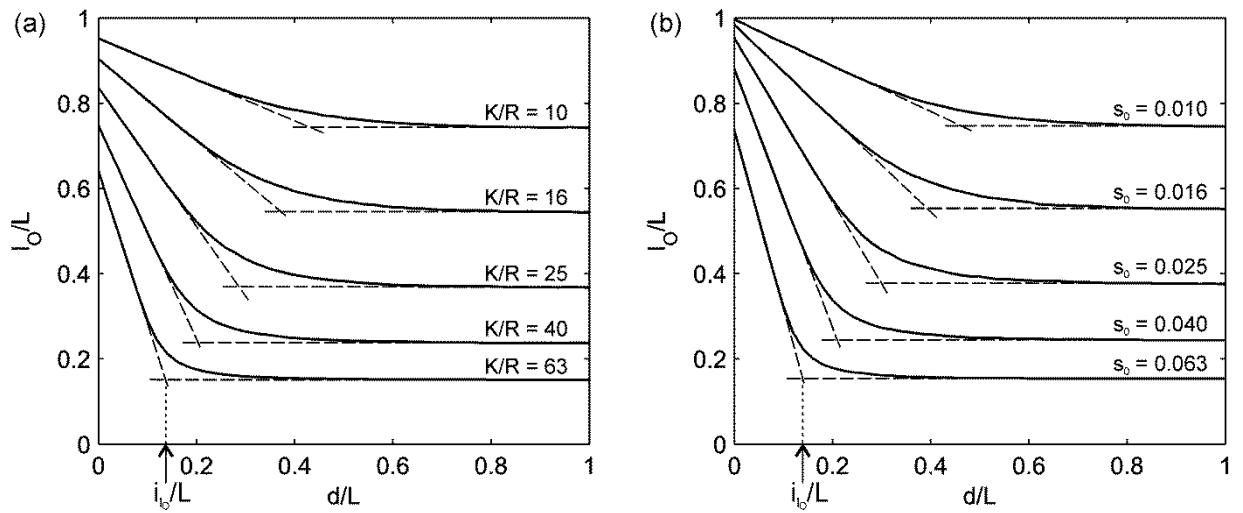


Figure 3-4 Influence de la profondeur du substratum sur la longueur d'affleurement dans un cas 2D avec une topographie linéaire. (a) Résultats pour $s_0 = 0.1$ et différentes valeurs de K/R . (b) Résultats pour $K/R = 100$ et différentes valeurs de s_0 . Les lignes discontinues montrent l'approximation par un régime linéaire en fonction de d/L puis un régime indépendant de d/L . La projection sur l'axe des abscisses du point d'intersection de ces deux régimes définit la profondeur caractéristique d'influence i_{l_0} (un exemple est donné pour $K/R = 63$ et pour $s_0 = 0.063$).

3.3.1.2 Etude du régime asymptotique

Dans le régime asymptotique, le résultat devient indépendant de d/L . Ce régime est atteint dans toutes les configurations lorsque $d/L > 1$. La similitude entre l'influence de s_0 et l'influence de K/R sur la valeur du palier (Figure 3-4) suggère que le produit $s_0 K/R$, ou son inverse $s_0^{-1} R/K$, est le paramètre de contrôle. La Figure 3-5 le confirme : les couples $(s_0^{-1} R/K ; l_0/L)$ montrent une relation bijective (obtenue avec $d/L = 1.2$). Le tracé montre que, pour le régime asymptotique, la valeur de l_0 est donnée exactement par :

$$\frac{l_0}{L} = s_0^{-1} \frac{R}{K} \text{ pour } s_0^{-1} \frac{R}{K} < 0.4 \quad (3-3)$$

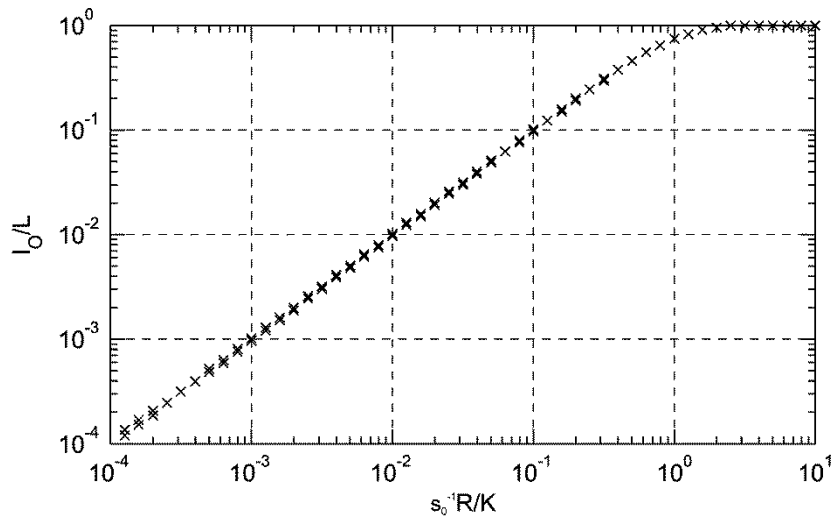


Figure 3-5 Couples $(s_0^{-1} R/K ; l_o/L)$ pour $d/L = 1.2$ (régime asymptotique atteint). A chaque valeur de $s_0^{-1} R/K$ sont tracés 11 couples différents (la plupart sont confondus) correspondant à des combinaisons de $s_0 \in [0.01; 0.1]$ et $K/R \in [10^0; 10^6]$.

3.3.1.3 Etude du régime pré-asymptotique

Le régime pré-asymptotique (linéaire) est caractérisé par la valeur à $d = 0$ et la profondeur caractéristique d'influence l_o . Nous montrons ici comment sont contrôlés ces caractéristiques par les paramètres s_0 et K/R .

En $d = 0$, les graphiques Figure 3-4 (a) et (b) montrent une sensibilité à s_0 plus importante qu'à K/R . La Figure 3-6 montre que $s_0^{-2} R/K$ est le paramètre de contrôle. Le tracé montre que, pour $d = 0$, la valeur de l_o est donnée exactement par :

$$\frac{l_o}{L} = s_0^{-2} \frac{R}{K} \text{ pour } s_0^{-2} \frac{R}{K} < 0.1 \quad (3-4)$$

La longueur d'affleurement obtenue est systématiquement plus grande que dans le régime asymptotique. Le régime à $d = 0$ étant un régime de transmissivité minimale, il est logique qu'une même conductivité hydraulique implique une plus grande longueur de suintement.

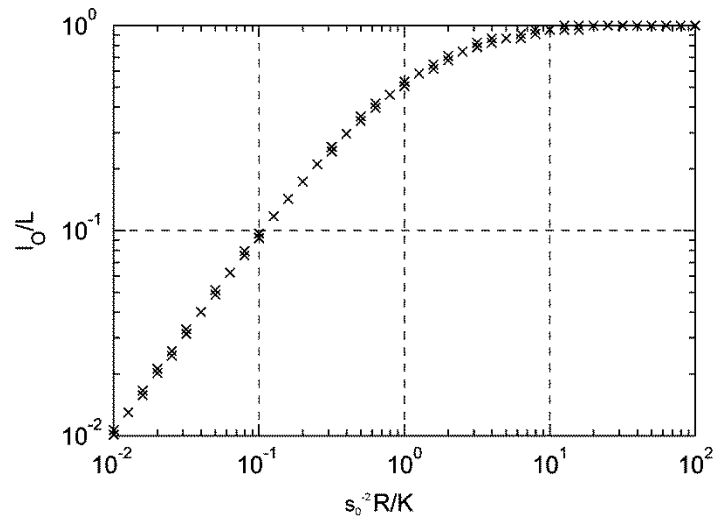


Figure 3-6 Couples $(s_0^{-2} R/K ; l_0/L)$ pour $d = 0$ (régime de transmissivité minimale). A chaque valeur de $s_0^{-2} R/K$ sont tracés 11 couples différents (la plupart sont confondus) correspondant à des combinaisons de $s_0 \in [0.01; 0.1]$ et $K/R \in [10^0; 10^6]$.

Afin d'obtenir la profondeur caractéristique d'influence, nous avons d'abord calculé la pente du régime pré-asymptotique. Soit :

- ζ la pente (en valeur absolue) [-] du régime pré-asymptotique.

ζ a été obtenu par régression linéaire d'un ensemble de données composées d'au minimum 8 couples $(d/L, l_0/L)$ et présentant un coefficient de corrélation supérieur à 0.99. La Figure 3-7 montre que les couples $(s_0^{-2} R/K ; \zeta s_0)$ tendent à se superposer lorsque $s_0^{-2} R/K$ diminue. Pour $s_0^{-2} R/K < 0.1$, ζs_0 est complètement déterminé par $s_0^{-2} R/K$.

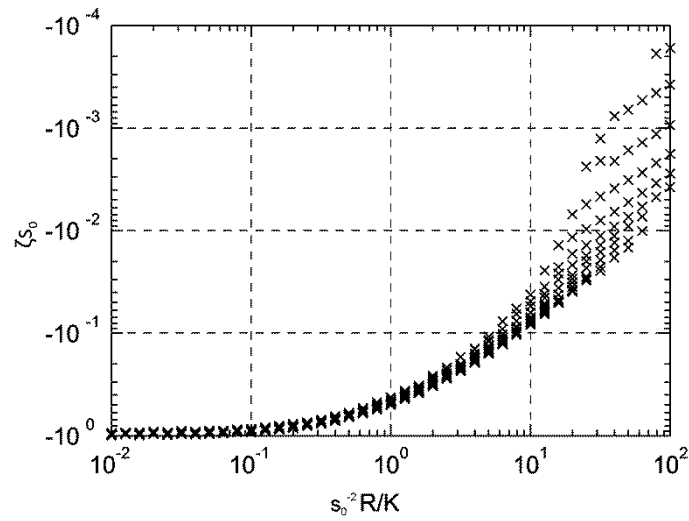


Figure 3-7 Couples $(s_0^{-2} R/K ; \zeta s_0)$ du régime pré-asymptotique. A chaque valeur de $s_0^{-2} R/K$ sont tracés jusqu'à 11 couples différents (la plupart sont confondus) correspondant à des combinaisons de $s_0 \in [0.01; 0.1]$ et $K/R \in [10^0; 10^6]$.

On peut désormais calculer i_{l_0} par intersection entre le régime pré-asymptotique et le régime asymptotique (Figure 3-8). Les couples $(s_0^{-1} R/K ; i_{l_0}/L)$ définissent une relation indépendante des valeurs de K, R, s_0 et L : c'est à nouveau le nombre adimensionnel $s_0^{-1} R/K$ qui contrôle ici. Le tracé montre que la valeur de i_{l_0} est donnée exactement par :

$$\frac{i_{l_0}}{L} = s_0^{-1} \frac{R}{K} \text{ pour } s_0^{-1} \frac{R}{K} < 0.4 \quad (3-5)$$

De manière remarquable, nous avons l'égalité entre la profondeur d'influence de la longueur d'affleurement et la longueur d'affleurement asymptotique (Figure 3-8 et Figure 3-5).

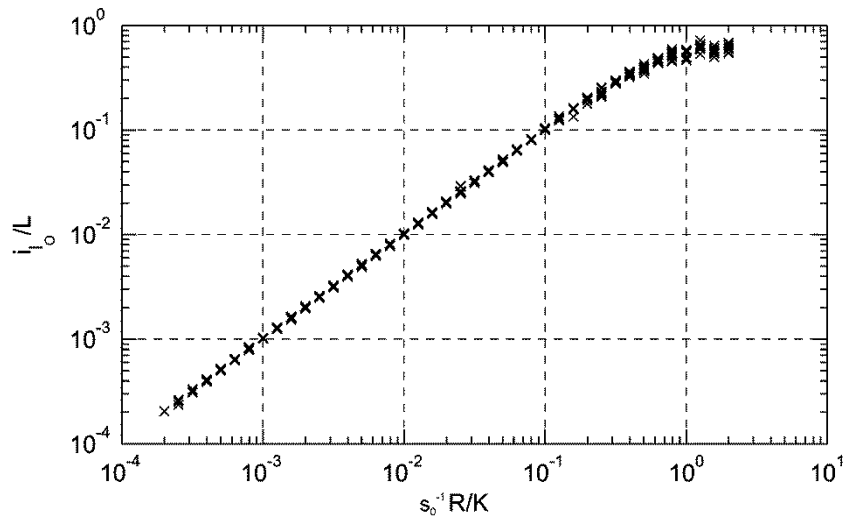


Figure 3-8 Couples $(s_o^{-1} R/K ; i_o/L)$. A chaque valeur de $s_o^{-1} R/K$ sont tracés jusqu'à 11 couples différents (la plupart sont confondus) correspondant à des combinaisons de $s_o \in [0.01; 0.1]$ et $K/R \in [10^0; 10^6]$.

3.3.2 Débit de l'aquifère

Le débit de l'aquifère Q est mesuré par le débit de décharge à l'exutoire de l'aquifère (Figure 3-2). Ce débit n'est pas simplement égal à $R \times L$ puisque la surface d'exfiltration n'est pas nécessairement négligeable. Intuitivement, une approximation du débit est donnée par $R \times (L - l_o)$. Cependant, l'infiltration a aussi lieu sur une partie de la surface d'affleurement, justifiée par la condition de continuité du champ de vitesse entre $U_z = -R$ et $U_z < 0$. L'objet principal de ce paragraphe est alors d'étudier la validité de cette approximation.

Nous étudions Q/RL , le débit normalisé de manière consistante aux autres grandeurs. Ce débit augmente avec la profondeur du substratum imperméable, jusqu'à une valeur palier (Figure 3-9). Cette observation corrobore l'analyse faite sur la longueur d'affleurement. De la même manière que pour la longueur d'affleurement, on peut identifier un régime pré-asymptotique linéaire jusqu'à une profondeur d'influence i_o , suivi d'un régime asymptotique constant.

Si on suppose que toute la zone d'affleurement est une zone d'exfiltration, alors le débit de l'aquifère est donné par le débit d'infiltration $R(L - l_o)$, soit $1 - l_o/L$ après normalisation. Cette quantité est tracée en pointillées sur la Figure 3-9. Les courbes effectives du débit de l'aquifère sont en fait systématiquement supérieures,

démontrant que l'infiltration a bien lieu sur une partie de la zone d'affleurement. La proportion de débit supplémentaire peut être importante lorsque K/R ou s_0 est faible, correspondant à des systèmes où la longueur d'affleurement est grande. Quand cette proportion devient négligeable, Q/RL devient égal à $1 - l_0/L$. Dans la suite de cette section, nous étudions les régimes asymptotique et pré-asymptotique de manière analogue à l'étude de la longueur d'affleurement, remplissant un double objectif. Le premier est d'étudier le comportement de Q/RL en fonction de toutes les gammes de valeur des paramètres. Le deuxième est d'identifier les conditions sous lesquelles l'approximation $Q/RL = 1 - l_0/L$ est vérifiée.

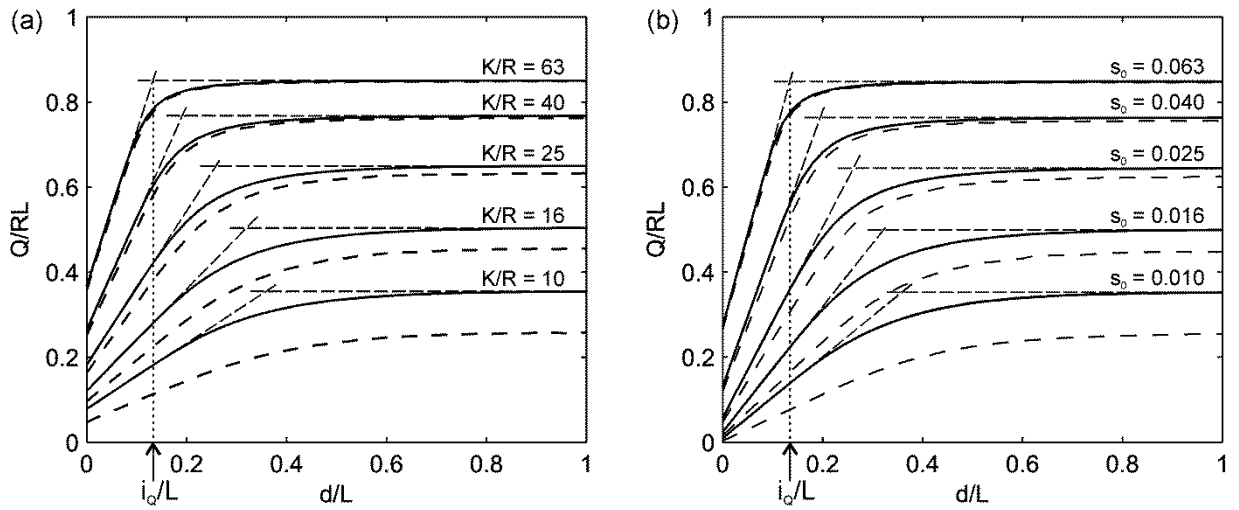


Figure 3-9 Influence de la profondeur du substratum imperméable sur le débit de l'aquifère dans un cas 2D avec une topographie linéaire. (a) Résultats pour $s_0 = 0.1$ et différentes valeurs de K/R . (b) Résultats pour $K/R = 100$ et différentes valeurs de s_0 . Les lignes discontinues rapprochées montrent l'approximation par un régime linéaire en fonction de d/L puis un régime indépendant de d/L . La projection sur l'axe des abscisses du point d'intersection de ces deux régimes définit la profondeur caractéristique d'influence i_0 (un exemple est donné pour $K/R = 63$ et pour $s_0 = 0.063$). Les lignes discontinues plus écartées représentent $1 - l_0/L$, soit le débit normalisé s'infiltrant dans la partie où la nappe n'affleure pas.

3.3.2.1 Etude du régime asymptotique

La Figure 3-10 démontre que le régime asymptotique est contrôlé par $s_0^{-1} R/K$. Les couples $(s_0^{-1} R/K; (1 - l_0)/L)$ sont confondus avec les couples $(s_0^{-1} R/K; Q/RL)$ lorsque $s_0^{-1} R/K < 0.4$. On en conclut que dans cette gamme de valeurs le débit de l'aquifère est égal à $R(L - l_0)$. Ces valeurs de $s_0^{-1} R/K$ correspondent aux valeurs

pour lesquelles la longueur d'affleurement est donnée par l'équation (1-4), permettant d'établir l'expression exacte suivante pour Q :

$$\frac{Q}{RL} = 1 - \frac{l_0}{L} = 1 - s_0^{-1} \frac{R}{K} \text{ pour } s_0^{-1} \frac{R}{K} < 0.4 \quad (3-6)$$

Pour $s_0^{-1} R/K > 0.4$, Q/RL évolue vers une relation proportionnelle à $s_0 K/R$.

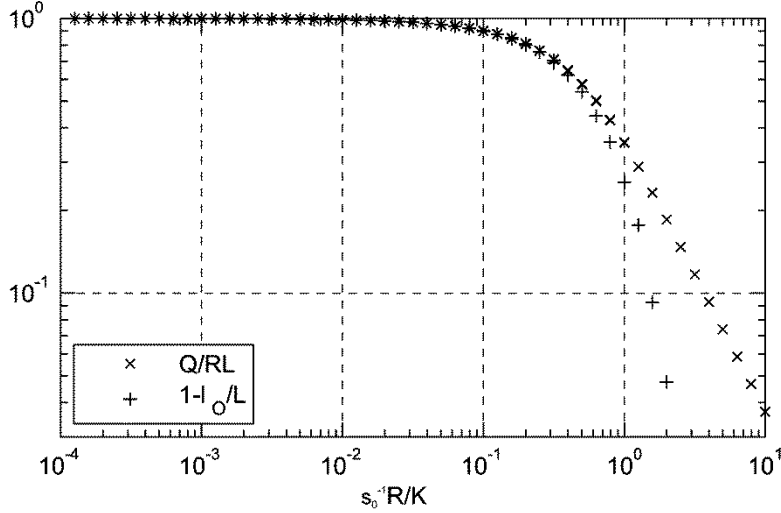


Figure 3-10 Couples $(s_0^{-1} R/K ; Q/RL)$ et $(s_0^{-1} R/K ; 1 - l_0/L)$ pour $d/L = 1.2$ (régime asymptotique atteint). A chaque valeur de $s_0^{-1} R/K$ sont tracés 11 couples différents des deux quantités (la plupart sont confondus) correspondant à des combinaisons de $s_0 \in [0.01; 0.1]$ et $K/R \in [10^0; 10^6]$ (sauf pour $s_0^{-1} R/K > 2$ où les couples $(s_0^{-1} R/K ; 1 - l_0/L)$ ne sont pas représentés).

3.3.2.2 Etude du régime pré-asymptotique

En $d = 0$, la Figure 3-11 montre que $s_0^{-2} R/K$ est le paramètre de contrôle. On remarque aussi que Q/RL est égal à $1 - l_0/L$ lorsque $s_0^{-2} R/K < 1$. A fortiori, cela est donc vrai aussi pour $s_0^{-2} R/K < 0.1$, et alors l'équation (3-4) donne :

$$\frac{Q}{RL} = 1 - \frac{l_0}{L} = 1 - s_0^{-2} \frac{R}{K} \text{ pour } s_0^{-2} \frac{R}{K} < 0.1 \quad (3-7)$$

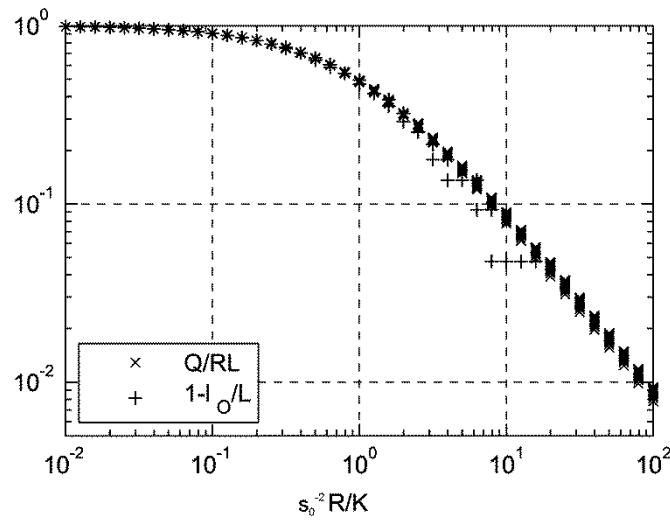


Figure 3-11 Couples $(s_0^{-2} R/K ; Q/RL)$ et $(s_0^{-2} R/K ; 1 - l_0/L)$ pour $d/L = 0$ (régime de transmissivité minimale). A chaque valeur de $s_0^{-2} R/K$ sont tracés 11 couples différents des deux quantités (la plupart sont confondus) correspondant à des combinaisons de $s_0 \in [0.01; 0.1]$ et $K/R \in [10^0; 10^6]$ (sauf pour $s_0^{-2} R/K > 20$ où les couples $(s_0^{-2} R/K ; 1 - l_0/L)$ ne sont pas représentés).

Soit :

- η la pente [-] du régime pré-asymptotique.

La pente η a été obtenue de manière analogue à ζ et est présentée Figure 3-12 (multipliée par s_0/R) en fonction de $s_0^{-2} R/K$. Cette figure montre que ici $s_0^{-2} R/K$ contrôle $\eta s_0/R$ pour toutes les gammes de valeurs des paramètres.

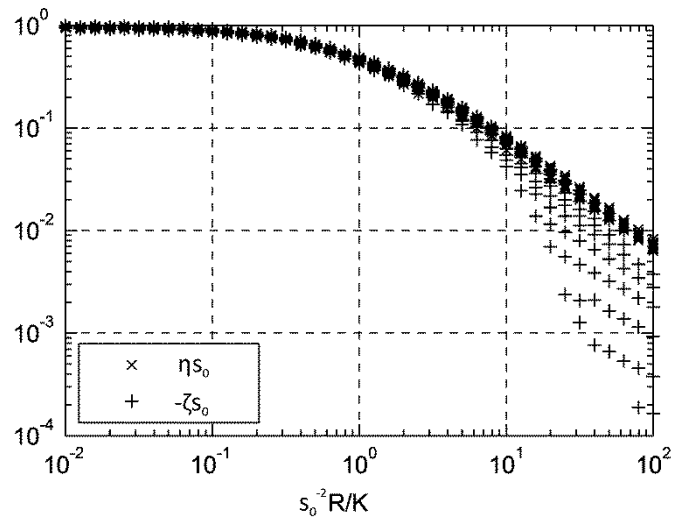


Figure 3-12 Couples $(s_0^{-2} R/K ; \eta s_0/R)$ et $(s_0^{-2} R/K ; -\zeta s_0)$ du régime pré-asymptotique. A chaque valeur de $s_0^{-2} R/K$ sont tracés jusqu'à 11 couples différents des deux quantités (la plupart sont confondus) correspondant à des combinaisons de $s_0 \in [0.01; 0.1]$ et $K/R \in [10^0; 10^6]$.

On peut dériver la profondeur caractéristique d'influence du débit de l'aquifère i_Q (Figure 3-13). On observe alors :

$$\frac{i_Q}{L} = \frac{i_{l_0}}{L} \text{ pour } s_0^{-1} \frac{R}{K} < 0.4 \quad (3-8)$$

Pour $s_0^{-1} R/K > 0.4$, i_Q/L tend vers environ 0.5.

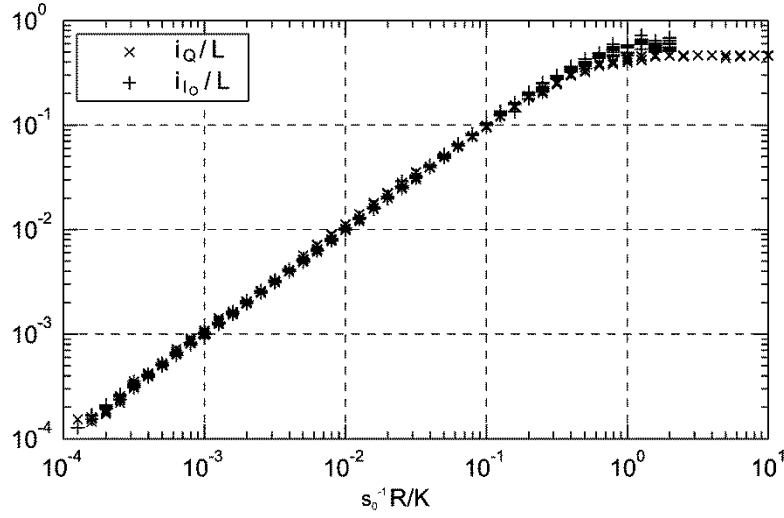


Figure 3-13 Couples $(s_0^{-1} R/K ; i_Q/L)$ et $(s_0^{-1} R/K ; i_{l_0}/L)$. A chaque valeur de $s_0^{-1} R/K$ représentée sont tracés jusqu'à 11 couples différents des deux quantités (la plupart sont confondus) correspondant à des combinaisons de $s_0 \in [0.01; 0.1]$ et $K/R \in [10^0; 10^6]$.

3.3.3 Structure de l'écoulement

Soit Φ la distribution des valeurs de la norme du champ d'écoulement. Un paramètre de localisation S_2 de Φ est défini par [Le Goc et al., 2010; Sornette et al., 1993] :

$$S_2 = \frac{M_1(\Phi)^2}{M_0(\Phi)M_2(\Phi)} \quad (3-9)$$

où $M_k(\Phi)$ est le k-ième moment de la distribution Φ . Ce nombre compris entre 0 et 1 caractérise la "surface" occupée par l'écoulement. La "profondeur" occupée par l'écoulement est alors caractérisée par $S_2 \times d$ soit, en normalisant, $S_2 \times d/L$. La profondeur occupée augmente de manière linéaire avec d/L puis atteint un régime asymptotique (Figure 3-14). La pente du régime pré-asymptotique est indépendante de K/R et de s_0 et égale à 1. On définit aussi i_{S_2} la profondeur caractéristique d'influence de la profondeur occupée par l'écoulement par intersection des deux régimes. Cette profondeur caractéristique d'influence est typiquement plus grande que les profondeurs caractéristiques d'influence de l_0 et de Q , démontrant que certaines variables globales peuvent être stabilisées sans que la structure interne de l'écoulement ne soit figée. Au vu des courbes, $i_{S_2}/L = 0.6$ fournit une bonne approximation dans tous les cas.

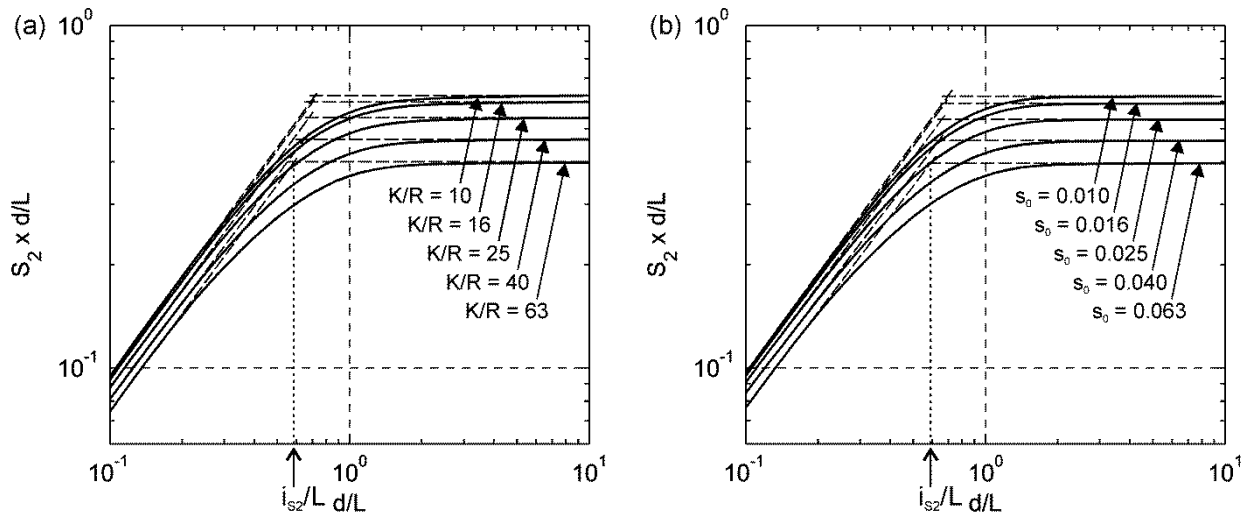


Figure 3-14 Influence de la profondeur du substratum imperméable sur la localisation des écoulements ($S_2 \times d/L$) dans un cas 2D avec une topographie linéaire. (a) Résultats pour $s_0 = 0.1$ et différentes valeurs de K/R . (b) Résultats pour $K/R = 100$ et différentes valeurs de s_0 . Les lignes en tirets rapprochés montrent l'approximation par un régime linéaire en fonction de d/L puis un régime indépendant de d/L . La projection sur l'axe des abscisses du point d'intersection de ces deux régimes définit la profondeur caractéristique d'influence i_{s_2} (un exemple est donné pour $K/R = 63$ et pour $s_0 = 0.063$).

Le régime asymptotique de S_2 est lui aussi contrôlé par $s_0^{-1} R/K$ (Figure 3-15), par une relation qui peut se décomposer en deux lois puissances et un régime constant. En considérant que la pente du régime pré-asymptotique et i_{s_2} sont constantes, $S_2 \times d/L$ est contrôlé par $s_0^{-1} R/K$ indépendamment des valeurs de d/L .

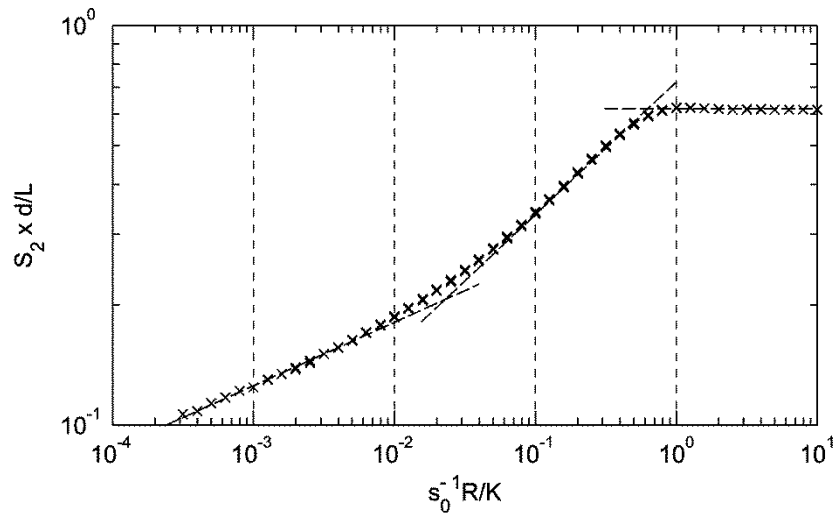


Figure 3-15 Couples $(s_0^{-1} R/K ; S_2 \times d/L)$ pour $d/L = 10$ (régime asymptotique atteint). A chaque valeur de $s_0^{-1} R/K$ représentée sont tracés 11 couples différents (la plupart sont confondus). Les lignes pointillées indiquent l'approximation du résultat par deux lois puissances et un régime constant.

3.4 Synthèse et interprétation

Les principaux paramètres adimensionnels de contrôle et les résultats analytiques concernant l_0/L et Q/RL sont récapitulés Table 3-1.

	Régime pré-asymptotique (linéaire)		Régime asymptotique
	Valeur pour $d/L = 0$	Limite d'influence de d/L	
l_0/L	Contrôle : $s_0^{-2} \frac{R}{K}$ E.A. ³ : $s_0^{-2} \frac{R}{K}$ pour $s_0^{-2} \frac{R}{K} < 0.1$	Contrôle : $s_0^{-1} \frac{R}{K}$ E.A. : $s_0^{-1} \frac{R}{K}$ pour $s_0^{-1} \frac{R}{K} < 0.4$	Contrôle : $s_0^{-1} \frac{R}{K}$ E.A. : $s_0^{-1} \frac{R}{K}$ pour $s_0^{-1} \frac{R}{K} < 0.4$
Q/RL	Contrôle : $s_0^{-2} \frac{R}{K}$ E.A. : $1 - s_0^{-2} \frac{R}{K}$ pour $s_0^{-2} \frac{R}{K} < 0.1$	Contrôle : $s_0^{-1} \frac{R}{K}$ E.A. : $s_0^{-1} \frac{R}{K}$ pour $s_0^{-1} \frac{R}{K} < 0.4$	Contrôle : $s_0^{-1} \frac{R}{K}$ E.A. : $1 - s_0^{-1} \frac{R}{K}$ pour $s_0^{-1} \frac{R}{K} < 0.4$

Table 3-1 Principaux paramètres adimensionnels de contrôle et résultats analytiques dérivés de l'étude du cas 2D-coupe avec une topographie linéaire.

³ expression analytique

Intuitivement, l'extension de la zone d'affleurement résulte de la compétition entre le gradient hydraulique potentiel induit par la recharge et le gradient topographique dans la partie basse. Soit :

- dh_0 le gradient hydraulique potentiel [-] de la nappe en $x = 0$.

On s'attend donc à ce que l'extension de la zone d'affleurement soit contrôlée par le rapport dh_0/s_0 . Considérant l'hypothèse d'écoulements horizontaux (hypothèse de Dupuit), et sans interaction avec la topographie, le système est décrit par l'équation et les conditions aux limites suivante :

$$\begin{cases} \frac{\partial}{\partial x} \left[\int_{-d}^h dz \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{R}{K} = 0 \text{ sur } [0; L] \\ \frac{\partial h}{\partial x}(L) = 0 \\ h(0) = 0 \end{cases} \quad (3-10)$$

L'équation est non linéaire en h qui intervient comme borne supérieure de l'intégrale. Si on peut négliger la variation de hauteur de nappe devant l'épaisseur de nappe, on peut linéariser l'équation en considérant que l'épaisseur de la nappe est constante sur toute la longueur du système. Soit :

- H l'épaisseur constante équivalente de la nappe [L].

L'équation se réécrit de la manière suivante :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = -\frac{R}{KH} \text{ sur } [0; L] \quad (3-11)$$

Cette équation s'intègre avec la condition en $x = L$ pour donner :

$$\frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{R}{KH}x + \frac{RL}{KH} \text{ sur } [0; L] \quad (3-12)$$

On peut alors calculer dh_0 :

$$dh_0 = \frac{\partial h}{\partial x}(0) = \frac{RL}{KH} \quad (3-13)$$

Une première idée du paramètre de contrôle de l'extension de la zone d'affleurement est donc :

$$\frac{dh_0}{s_0} = \frac{RL}{KHs_0} \quad (3-14)$$

Pour le régime asymptotique, le résultat devenant indépendant de d , H est constante et l'équation suggère que $(RL)/(Ks_0)$ est le paramètre de contrôle, ce qui est effectivement vérifié (équation (3-3)). Lorsque $d = 0$, l'équation (3-4) suggère $H = s_0$.

$K [LT^{-1}]$	conductivité hydraulique
$R [LT^{-1}]$	recharge
$L [L]$	longueur du système 2D vertical
$d [L]$	profondeur du substratum imperméable
$z_T [L]$	topographie
$Q [LT^{-1}]$	débit de décharge à l'exutoire de l'aquifère
$s_0 [-]$	pente de la topographie à l'origine $x = 0$ (exutoire de l'aquifère)
$h [L]$	charge hydraulique
$z [L]$	altitude
$\ \vec{U}\ [LT^{-1}]$	norme de la vitesse
$Dx [L]$	pas de discrétisation horizontal
$Dz [L]$	pas de discrétisation vertical
$l_o [L]$	longueur d'affleurement de la nappe
$i_{l_o} [L]$	profondeur caractéristique d'influence de la longueur d'affleurement
$\zeta [-]$	pente du régime pré-asymptotique (étude de la longueur d'affleurement)
$i_Q [L]$	profondeur caractéristique d'influence du débit de décharge
$\eta [-]$	pente du régime pré-asymptotique (étude du débit de décharge)
$\Phi [LT^{-1}]$	distribution des valeurs de la norme du champ d'écoulement
$S_2 [-]$	paramètre de localisation de la distribution Φ
$M_k [LT^{-1}]$	k-ième moment de la distribution Φ
$i_{S_2} [L]$	profondeur caractéristique d'influence du paramètre $S_2 \times d$
$dh_0 [-]$	gradient hydraulique potentiel de la nappe en $x = 0$
$H [L]$	épaisseur constante équivalente de la nappe

Table 3-2 Récapitulatif des variables utilisées dans ce chapitre.

Chapitre 4 : Impacts du changement climatique sur la distribution tridimensionnelle des écoulements souterrains en domaine de socle : un exemple breton

Distribution of groundwater flux and age in deep bedrock aquifers: a numerical study⁴

Goderniaux P., Bresciani E., Le Borgne T., Davy P., de Dreuzay J.R.

UMR CNRS 6118, Geosciences Rennes, Université de Rennes 1, 35042 Rennes Cedex, France

4.1 Introduction

In crystalline rock regions, such as Brittany, water distribution relies traditionally more on surface water since the subsurface rock permeability is known to be low. However, important reserves of groundwater flowing into fracture networks are increasingly discovered in these regions and provide high quality groundwater compared to shallow groundwater which are significantly contaminated by agricultural nitrates and pesticides. Nevertheless, recharge processes of these deep aquifers are not yet understood and the origin and circulation of groundwater are still not clear. As an example, measurement campaigns performed in Brittany show that groundwater age is very variable spatially, from very old to relatively young water, without clear explanation to this variability. As a consequence, intensive pumping is currently carried out in some deep fractured aquifers without guarantee or perspectives regarding the evolution of the resource quantity and quality. Furthermore, long term climate change is expected to decrease groundwater recharge rates in low and mid-latitude regions, which would lead to a decreased ability to ensure drinking water supply or services such as river base flow or preservation of wetlands and ecosystems. Understanding the dynamic of deep groundwater circulations is therefore crucial for water companies to anticipate the future and perform a sustainable management of the resource (as imposed by the European Water Framework Directive).

⁴ In preparation

Deep groundwater circulations are expected to vary according to geology, topography, and recharge conditions, which need to be considered into models. Infiltrations from the ground surface are generally distributed between shallow more permeable aquifers and deep geological layers. In the subsurface domain, water circulations are organised across several scales, from small scale transfers within first-order basins, to regional inter-catchment transfers [Toth, 1963]. These distributions mostly depend on recharge conditions. Under high recharge rates, groundwater levels are high. Most of the groundwater fluxes occur through the more permeable shallow layers, and circulations in the deep layers are relatively limited. Subsurface streamlines are generally short between recharge areas and existing draining rivers which constitutes a very dense hydrographic network (Figure 4-1A). Under lower recharge rates (for example during the last glaciations periods), groundwater levels decrease and groundwater pathways change. Rivers and shallow permeable levels may become disconnected from the deep water table (Figure 4-1B). This would induce a general increase of the groundwater streamline lengths from the recharge areas to more sporadic discharge areas. As a consequence, the proportion of recharge flowing into through the deep layers aquifers may be relatively more important. The question arises about the evolution of absolute deep fluxes between these 'high levels' and 'low levels' configurations, despite the decreasing recharge rates at the surface (Figure 4-1B). As a consequence, the study of groundwater transfers in deep aquifers requires that models are large enough to represent local and regional water circulation, deep enough to represent deep water resources, and are able to simulate adequately water exchanges between deep, shallow and surface compartments.

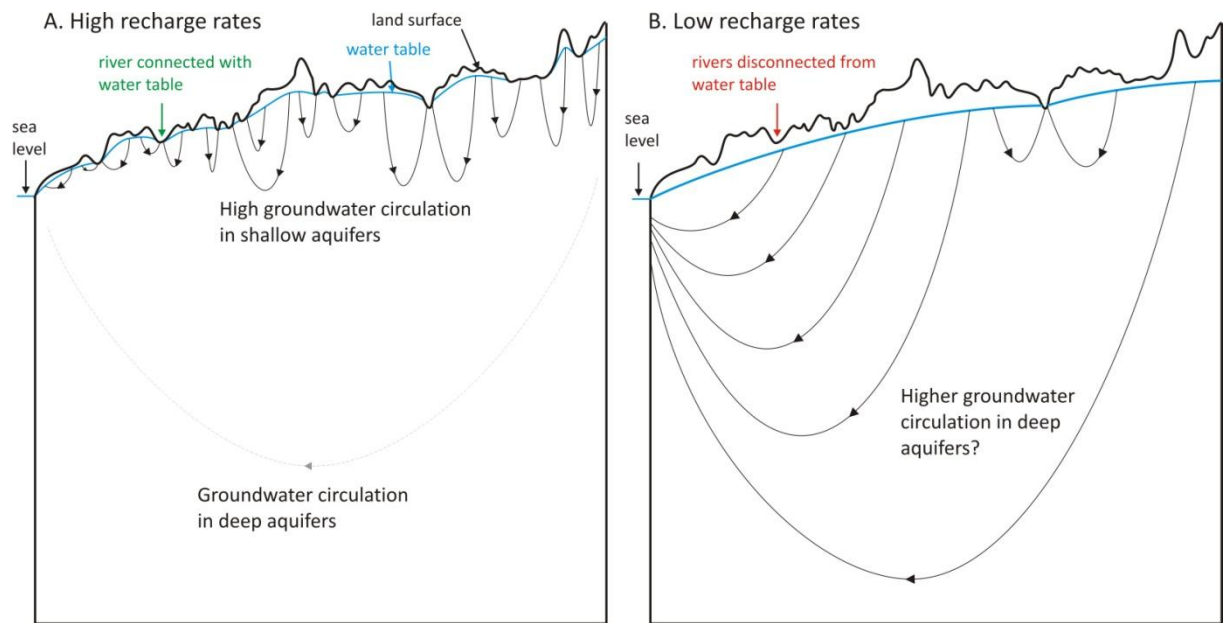


Figure 4-1 Conceptual model of deep groundwater circulation under (A) high recharge rates and (B) low recharge rates.

Generic modeling studies about the interactions between groundwater and these parameters have been carried out in the past, but are usually restricted to shallow and very permeable sedimentary aquifers, and to local studies. Many surface-subsurface interactions applied studies also exist but most of them focus on local scale case studies. Examples of studies carried out at a larger scale and involving or representing surface-subsurface interactions are given by [Fleckenstein *et al.*, 2006; Frei *et al.*, 2009; Goderniaux *et al.*, 2009; Jones *et al.*, 2008; Scibek *et al.*, 2007; Sophocleous, 2002]. Nevertheless, these studies are rarely performed at regional scale or involving several catchments in the same model. Additionally, depth of investigation is generally not more important than 100 meters. Studies are motivated by interest in water balance terms, groundwater discharge, surface water infiltrations, and groundwater levels in relation with streams. Deep geological layers are sometimes represented as part of the system, but the behaviour of groundwater in these layers is not analysed in details.

Some numerical models, implemented in the framework of studies about groundwater interactions with current and past ice sheets, have represented explicitly very deep geological units. For example, [Lemieux *et al.*, 2008a; b] have developed a numerical model to assess the impacts of the Wisconsinian glaciation on groundwater resources.

The extension of the model is at the scale the North-American continent and to a maximum depth of 10 km below the current sea level. Similarly, [Bense and Person, 2008] have studied the impact of ice sheets with generic numerical models with maximum depth of 7.5 km. However, although these studies include deeper aquifers, they mainly investigate relations with very big ice sheets and associated geomechanical effects. The focus is not about the influence of topography and recharge conditions. Additionally, the topography resolution (several kilometres) is usually too low to capture the groundwater dynamics through different scales (first order basin to inter-catchment transfers).

4.2 Objectives and methodology

In this context, the objective of this study is to characterise, at the regional scale, groundwater circulations in deep aquifers of Brittany, as a function of recharge conditions, topography, and geology.

To reach these objectives, a numerical model has been developed to simulate deep groundwater flow for a synthetic case with geological and topographical conditions characteristic of Brittany. The objective is not to represent real geological conditions and to model a case study of a Brittany aquifer, but to identify key parameters and the general behaviour of groundwater circulations in a generic deep aquifer. Therefore, we use a real topography, for convenience, but the geology is generic and some parameters and stresses are variables, in order to test different configurations. The generic geology includes shallow permeable layers and deeper less permeable layers (Figure 4-2B) that could correspond to alterites and granitic bedrock, respectively, in a Brittany context. Special attention is devoted to the representation of the groundwater drainage into the surface domain (see Section 4.3). These drainage processes are actually crucial for shallow and deep groundwater flow. The lateral extension of the model includes several regional catchments, to represent both local and regional water transfers.

The implemented model is used to simulate groundwater flow over the whole domain and to calculate draining areas, groundwater age, pathway and fluxes. Firstly, these variables are simulated and analysed using a homogeneous model and a range of different recharge rates. Secondly, the effect of vertical heterogeneity is assessed by increasing the ratio between the hydraulic conductivities of the shallow and deep geological layers. We further discuss the results regarding the climatic history and paleo-history of Brittany and the outcomes for explaining the current deep groundwater conditions and ages, as observed in the field.

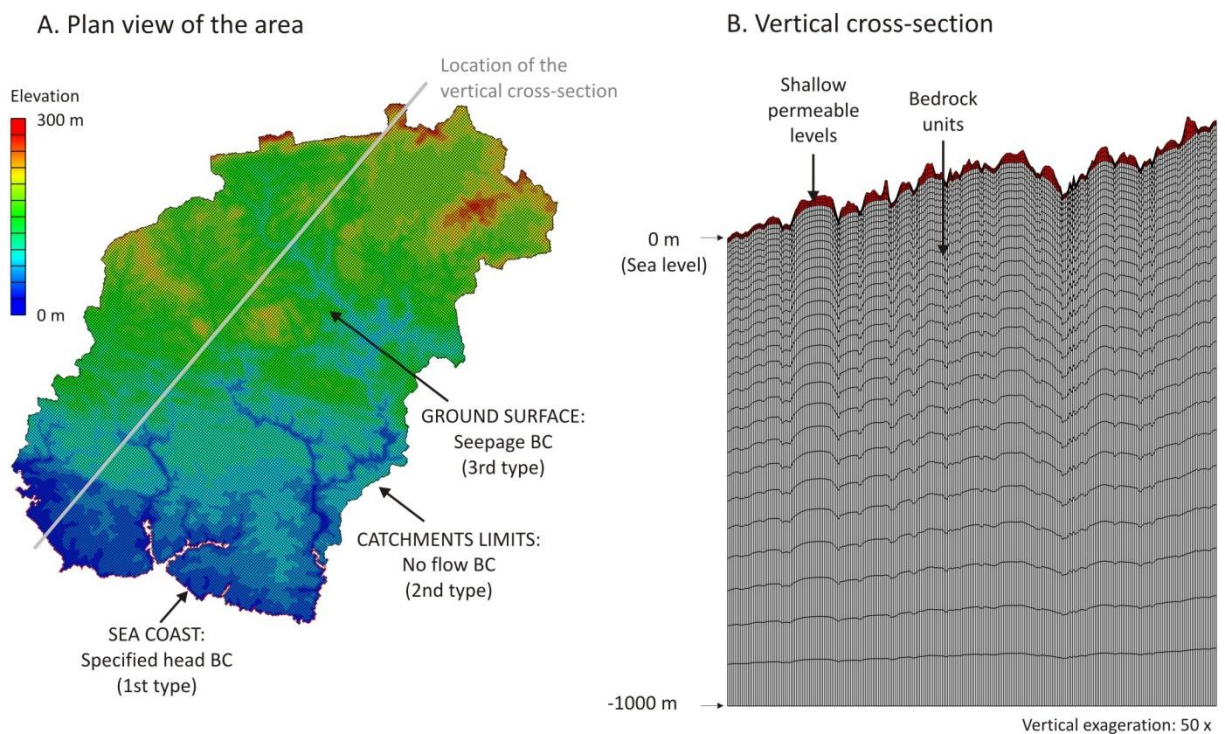


Figure 4-2 (A) Plan view of the area, elevation and boundary conditions. (B) Vertical cross-section.

4.3 Study area and numerical model

The modelled area includes 4 main basins (Aven, Belon, Isole and Ellé) in Brittany and other smaller rivers flowing directly into the sea or estuaries (Figure 4-2A). The limits of the area correspond to the hydrographical limits of the 3 basins and about 100 km of coastlines including estuaries. Total area is 1385 km². The topography is

characteristic of Brittany with elevations ranging from 0 m to 300 m above sea levels, and first-order basins of about 0.5 km² in average. The geology of this synthetic case is generic and includes shallow permeable layers just below the ground surface, and deeper less permeable layers (Figure 4-2B). The shallow permeable unit is thinner below valley and thicker below topographic crests. Minimum and maximum thicknesses are 10 m and 50 m, respectively. Vertical extension of the modelled area ranges from the ground surface to -1000 m below sea level.

The area has been discretised using finite difference square cells, with lateral dimensions of 200×200 m, and simulations are performed with Modflow 2005 [Harbaugh *et al.*, 2000]. Vertically, 30 finite difference layers are used from the ground surface to the bottom of the model. Each layer is composed of 34 617 cells inducing a total number of around one million of cells. The first 3 layers represent the shallow permeable layers. The other ones represent the bedrock units. The height of the cells increases from the interface between permeable and bedrock units to the bottom of the model, as a function of the total vertical thickness of the area. Boundary conditions have been specified to all external limits of the model. A 'specified head' boundary condition is prescribed to the nodes located along the coastline and in the first cells layer (Figure 4-2B). A 'no flow' boundary condition is prescribed to all other lateral limits and to the bottom of the model. A 'drain' boundary condition is prescribed to all top faces corresponding to the ground surface. In this case, water leaves the system only when the hydraulic head is higher than ground surface elevation. The outwards flux is calculated as the difference between hydraulic head and surface elevation multiplied by a leakage factor (conductance). If the hydraulic head is below the ground surface, there is flow leaving the groundwater domain. This kind of boundary condition conceptualises the topography as a drainage system, where rivers are fed by groundwater. This is what is generally observed in Brittany. The most important advantage is that the river network is not prescribed along specified lines but spatially dependent on simulated groundwater conditions and recharge.

Specified fluxes equal to the recharge rates are imposed uniformly on the top faces of the system. In this study, a range of recharge values are applied as input of the model. Parameters of the model correspond to the hydraulic conductivity, effective porosity and leakage factor. In the next simulations, they are specified and adapted according to the objectives of the study. The leakage factor is uniformly specified to a large enough value so that the resistance of the drain is low and, when the water table reaches the ground surface, the computed head are approximately equivalent to the surface elevation. Variables of the model are the hydraulic heads, fluxes in the subsurface domain, outwards fluxes from the seepage faces and the first type boundary conditions. Pathway distances and groundwater age are calculated with particle tracking.

4.4 Simulations

The implemented model was used to simulate the impact of recharge rates on deep groundwater circulations. Different recharge values (500, 300, 100, 20 mm/yr) have been applied as input of the models and the main characteristics of flow have been evaluated (number of draining cells, pathway length, pathway time, vertical fluxes and groundwater age). The range of recharge values used in this study is further discussed in Section 4.5. The results are first presented for a homogeneous system (same parameters values in shallow and bedrock units). The influence of heterogeneity is further studied.

4.4.1 Homogeneous model

The unique value of hydraulic conductivity is adjusted so that the number and position of effective draining cells, simulated with a recharge of 300 mm/yr, correspond approximately to the current hydrographical network. This calibration led to a homogeneous hydraulic conductivity of 10^{-6} m/s. Simulation results, related to this homogeneous model, are presented from Figure 4-3 to Figure 4-8.

4.4.1.1 Discharge area, pathway length and travel time

Figure 4-3 shows the area where groundwater exfiltrates into the surface domain. Logically, this area decreases with input recharge rates. With a minimum recharge of 20 mm/yr, only the 3 main rivers remain, all smaller streams being disconnected from the water table. These disconnections have a direct implication on the length of water pathways from recharge to discharge areas. These pathways have been calculated using the model and particle tracking. A single particle has been placed in each of the 34 617 cells the water table, and the pathway to the discharge point has been simulated. The spatial distribution of these lengths is shown in Figure 4-4 for different recharge rates. The data is plotted for each particle starting point. The graphs show that the pathway length logically increases from the discharge areas (draining rivers) to the topographic crests. For high recharge rates, most of the pathways are shorter than 1 km, as the drainage network is dense. Pathways get longer as recharge rates decrease. For a recharge of 20 mm/yr, a significant part of the pathways are longer than 10 km. These distributions are also shown in Figure 4-5A, where the probability density function is plotted against different classes of length. As already seen previously, most of the pathways are shorter than 1 km. They probably correspond to short circulations within first order basin ($\sim 0.5 \text{ km}^2$), with a strong influence of topography. For pathways longer than 1 km, distributions is characterised by an exponential behaviour. They may correspond to more regional and deeper circulations with less topography impact. Exponential curves have been fitted to this experimental data following Equation 1. Characteristic length $1/\lambda$ increases as recharge rates decrease, and ranges from 1.6 km to more than 9 km for recharges equal to 500 mm/yr and 20 mm/yr respectively (Table 4-1). This is explained by the general increase of particles pathways from recharge to more sporadic discharge areas. For a recharge of 500 mm/yr, 50% of the particles have a pathway distance of more than 335 m. For a recharge of 20%, this proportion increases to more than 90%, with 5% higher than 21 000 m. Similarly, travel time distributions have been calculated, assuming a homogeneous effective porosity of 10%. They are also characterised by

exponential behaviour (Figure 4-5B and Table 4-1), with characteristic times ranging from 909 to 6341 years, for recharge rates equal to 500 mm/yr and 20 mm/yr respectively. Spatial time distributions over the area are similar to distance pathway distributions, as time is correlated to distance and flux in a homogeneous media.

$$f(x) = \beta \cdot \exp\left(\frac{-x}{\lambda}\right) \quad (4-1)$$

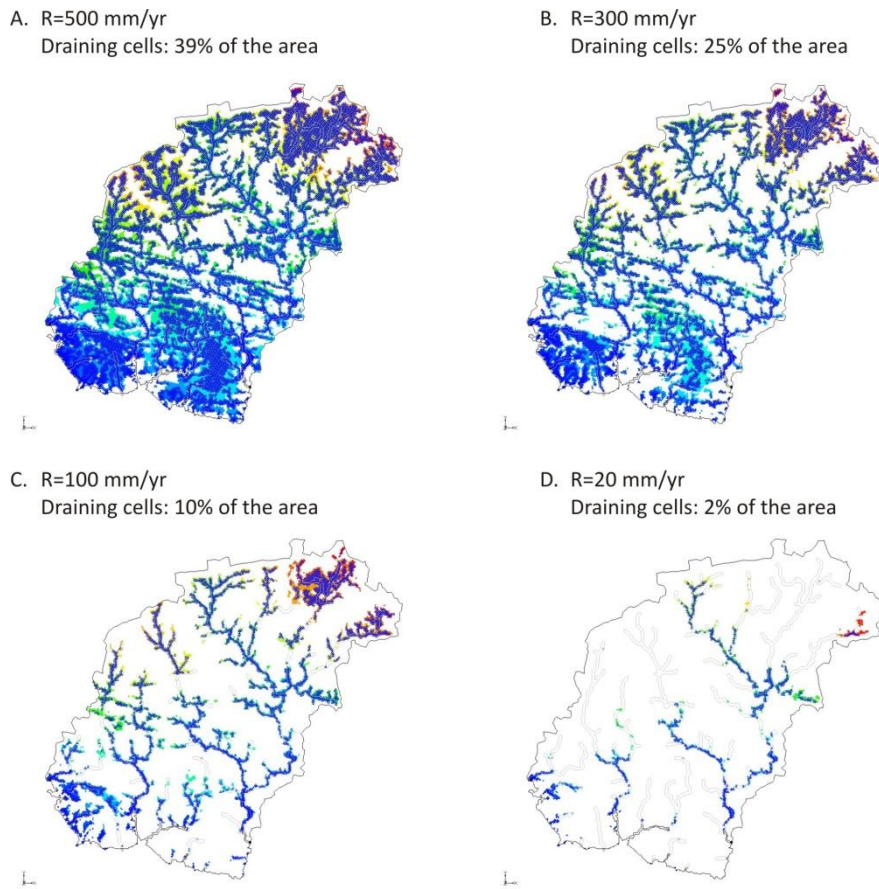


Figure 4-3 View of the effective draining cells in function of different recharge values (R).

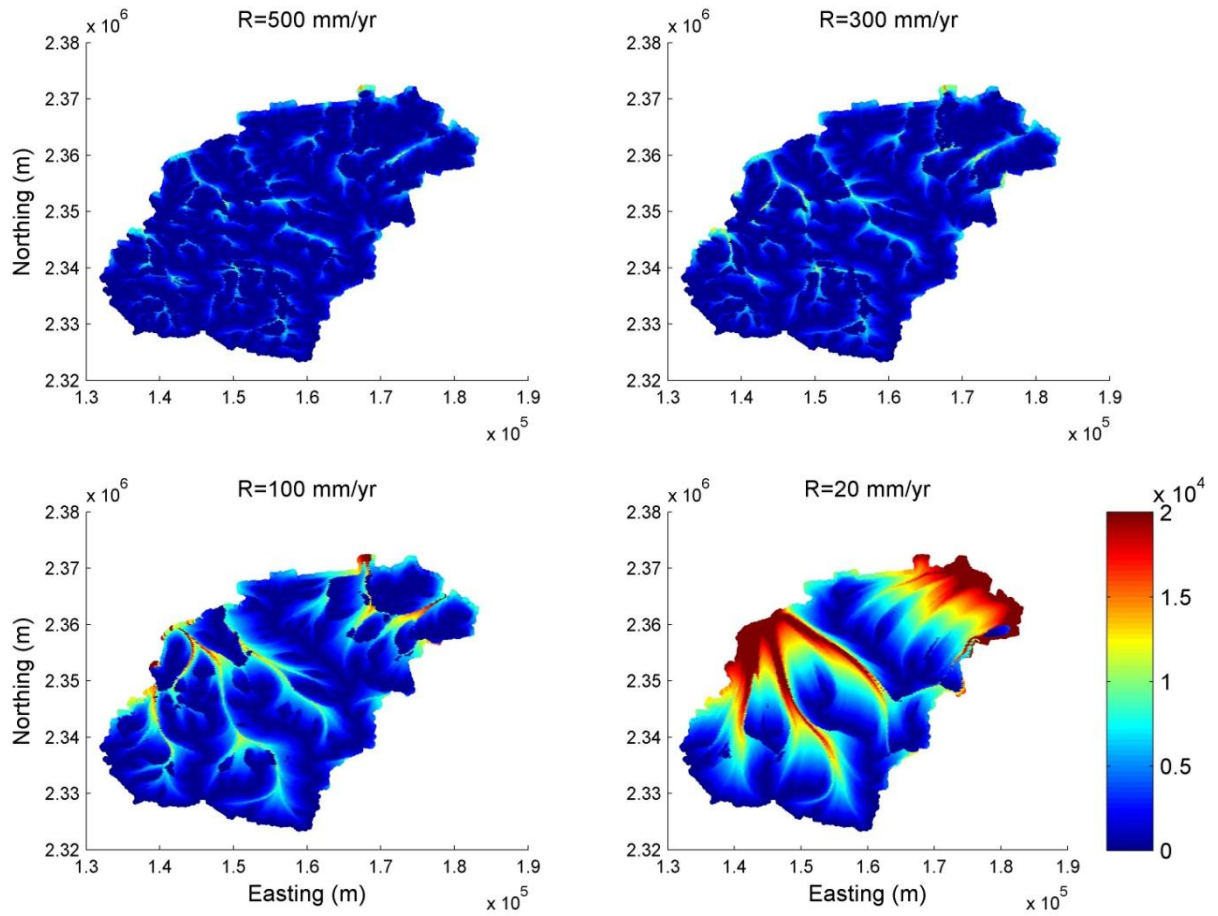


Figure 4-4 Spatial distribution of groundwater pathway lengths (m) across the modelled area and according to different input recharge rates. The data is plotted for each particle starting point.

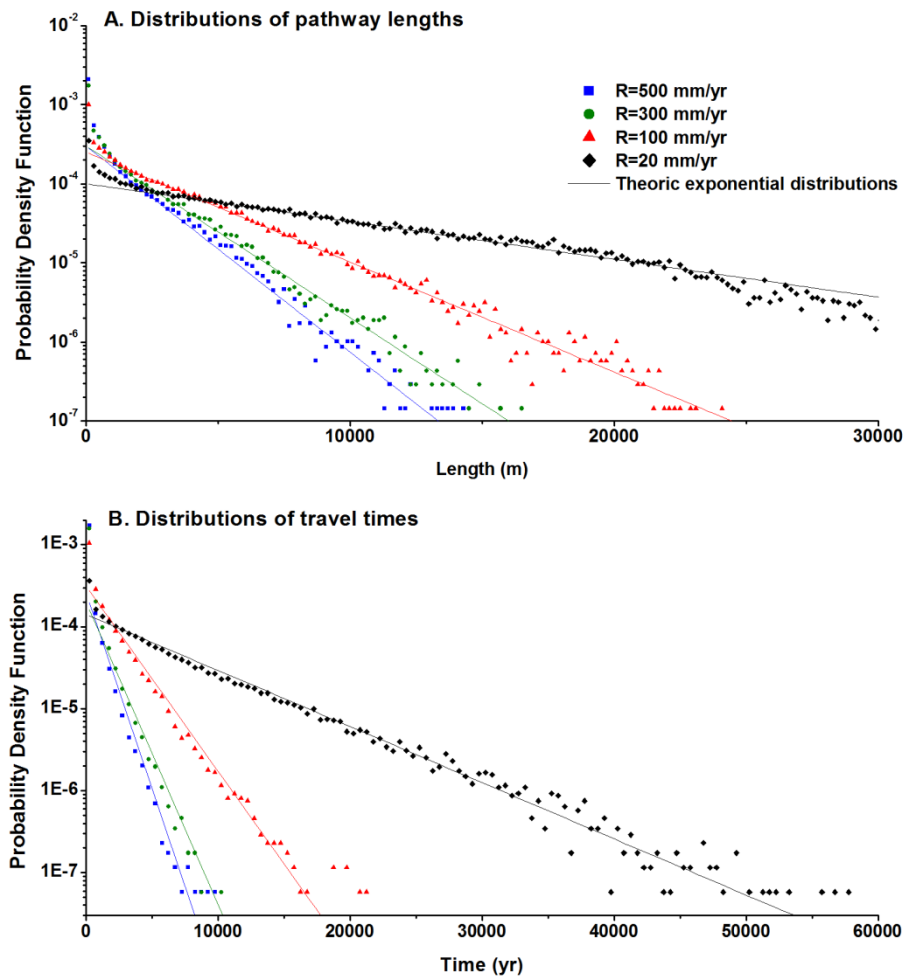


Figure 4-5 Probability Density Functions of pathway length and travel times, calculated using the model and particle tracking. A single particle has been placed at the top of the water table in each of the 34617 cells covering the domain, and the pathway to the discharge point has been simulated.

	R=500 mm/yr	R=300 mm/yr	R=100 mm/yr	R=20 mm/yr
Characteristic length (m)	1666	2000	3125	9091
Percentile 5	< 1	< 1	< 1	130
Percentile 10	< 1	< 1	102	374
Percentile 25	< 1	135	366	1631
Percentile 50	335	546	1436	5022
Percentile 75	1240	1781	3669	10798
Percentile 90	2909	3704	6460	17426
Percentile 95	4136	5057	8618	21105
Characteristic time (yr)	909	1176	1920	6341
Percentile 5	< 1	< 1	< 1	37
Percentile 10	< 1	< 1	8	152
Percentile 25	< 1	10	74	898
Percentile 50	37	83	439	3164
Percentile 75	206	400	1454	7455
Percentile 90	702	1127	3072	13664
Percentile 95	1197	1768	4349	18378

Table 4-1 Characteristic values of pathway length and travel time distributions for the homogeneous model.

4.4.1.2 Fluxes

Figure 4-6 shows the distribution of vertical fluxes through the different cells layers of the domain. In this homogeneous model, fluxes are correlated with recharge rates and decrease monotonously with depth (Figure 4-6A). Conversely, the percentage of total input recharge flowing through the different layers increase when recharge decreases,

as a consequence of groundwater levels and discharge area decreases (Figure 4-6B). Note that, in Figure 4-6B, irregularities of the curves for the first layers are due to deactivation of dry cells. The evolution of groundwater flowing directly into the sea, through the prescribed head boundary condition, is similar. The absolute quantity of discharged groundwater decreases with recharge rates, but the proportion relatively to recharge increases. For a groundwater recharge of 20 mm/yr, 26% flows directly into the sea. This proportion is only 6% for a recharge of 500 mm/yr. Figure 4-6C shows the Probability Density Function of vertical fluxes in layer 12, which is located at about 150 m deep, for different recharge values. Distinct peaks are clearly observed and are shifted to lower fluxes as recharge decreases. In conclusion, fluxes are clearly dependent and correlated on recharge rate values in a homogeneous model. The addition of heterogeneity will however bring another level of complexity and could change the distributions of flux, as highlighted in the introduction and studied in Section 4.4.2.

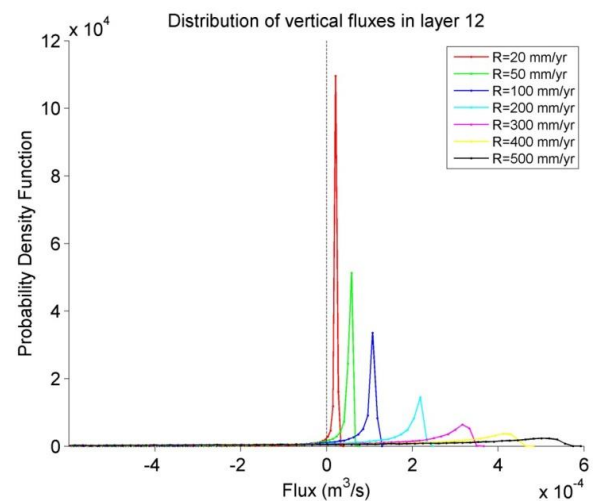
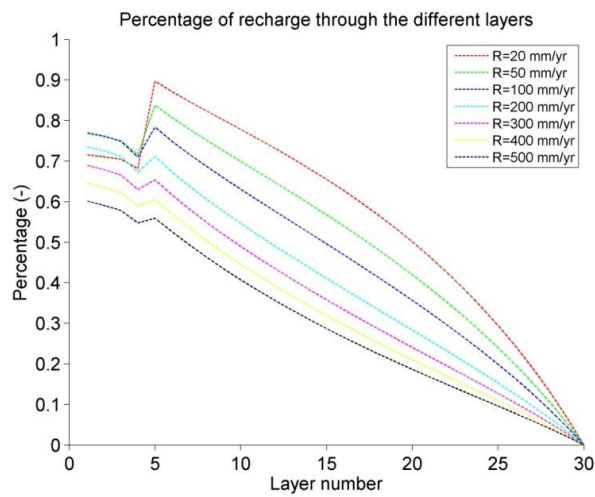
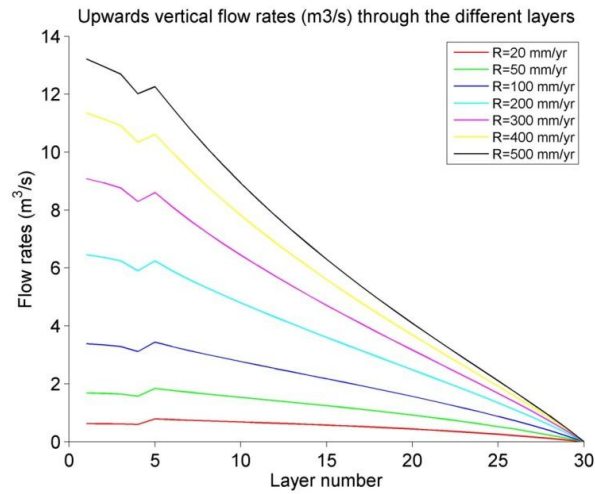


Figure 4-6 Distribution of fluxes through the area. (A) Upwards vertical fluxes through the different layers. Layer 1 is the layer just below the ground surface. Layer 30 is the deepest layer. (B) Fluxes through the different layers, expressed as a percentage of total recharge. (C) Distribution of vertical fluxes in layer 12 (about 150 m deep).

4.4.1.3 Groundwater age

Groundwater age is an important parameter to understand the hydrodynamic behaviour of deep hydrogeological systems. This data is also increasingly used to calibrate numerical models because it is a good indicator of flow and transport processes, and reduce correlations between parameters. Groundwater age can be calculated thanks to isotopic measurements and is not dependent on contaminant or environmental tracer concentrations, which are sometimes inexistent in deep geological units. The model implemented in this study has been used to simulate groundwater age. Figure 4-7 shows groundwater age in function of depth, simulated with this homogeneous model ($K_1/K_2=1$) and a recharge of 300 mm/yr. As previously, these results have been calculated thanks to particle tracking. One particle has been placed in each cell and the backward pathway has been calculated. For each specific depth, percentiles 10, 25, 50, 75 and 90 are shown. Figure 4-7A and B show the age distributions according to depth, separately for upward and downward flux zones. The criterion to differentiate both types of zone is the upwards or downwards direction of the particle at its initial location. Generally, these zones correspond to discharge and recharge zones, respectively. Results show that the age logically increases with depth. Ages are also higher in upward flux zones, because the distance covered by groundwater is generally longer at these locations. The variability is also much higher in these zones, as shown in Figure 4-7A and B. As an illustration, at 50 m deep, 80% of groundwater ages are included between 5 and 21 years in downward flux zones, while they are included between 48 and 1428 years in upward flux zones. This higher variability is due to the fact that discharge zones can independently be the outlet of short shallow or long deep pathways. In downward flux zones, pathway lengths are less variable. Figure 4-8 presents the groundwater age curves in function of depth and for different input recharge rates. In both downward and upward flux zones, the

curves are shifted towards older ages, as recharge decreases. This is explained by the simultaneous increase of pathway length (Figure 4-5), due to circulations becoming more regional, and decrease of flux (Figure 4-6), when recharge is lower.

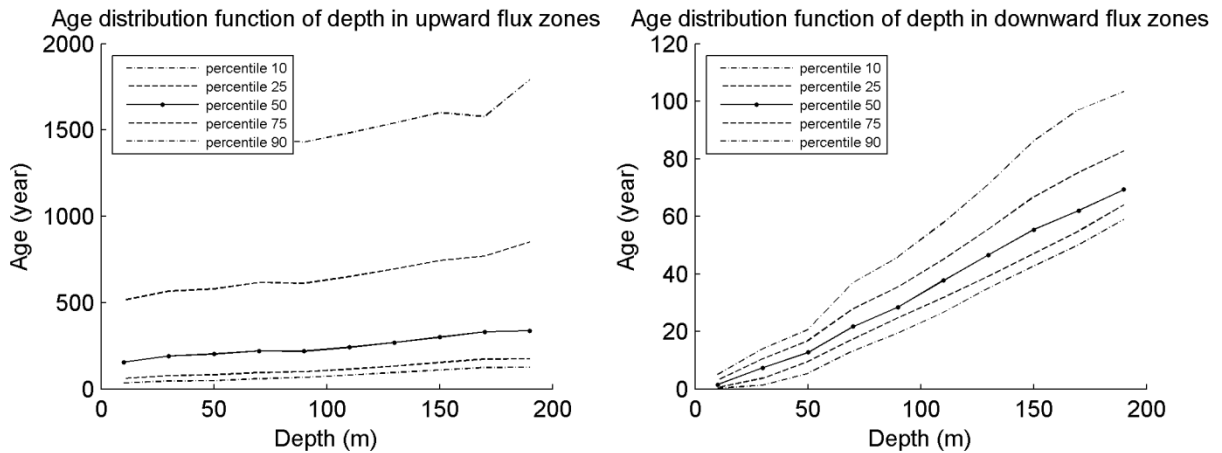


Figure 4-7 Groundwater age in function of depth calculated with the homogeneous model $K_1/K_2=1$, and an input recharge of 300 mm/yr.

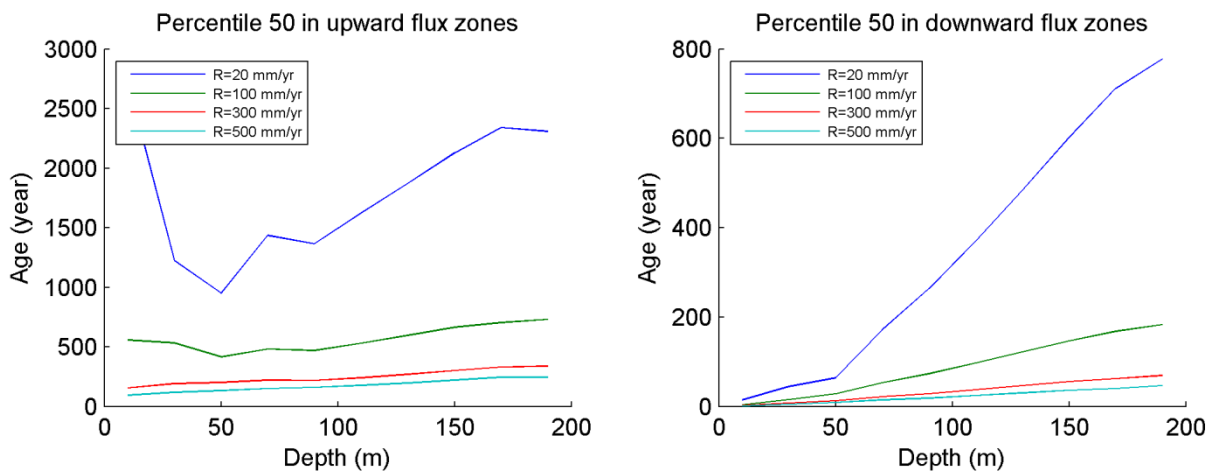


Figure 4-8 Median (P50) of groundwater age in downward and upward flux zones for different values of input recharge rate (homogeneous model).

4.4.2 Influence of heterogeneity

Previous results relate to the behaviour of deep groundwater circulations in a homogeneous domain, in relation with a specific topography and different recharge rates. However, geology is rarely homogeneous. In Brittany, most regions are characterised by shallow permeable layers, such as alterites, and deep bedrock layers, such as granites. The contrast between both units is variable according to the location,

and is likely to impact the behaviour of groundwater circulation and groundwater - surface water interactions. This heterogeneity has been studied by increasing the hydraulic conductivity contrast between the shallow unit (K1) and the bedrock unit (K2) (Figure 4-2B) from the homogeneous case to a difference of 3 orders of magnitude, which is assumed being observed in a Brittany context. In each case, the hydraulic conductivity values are adjusted so that the number and position of effective draining cells correspond approximatively to the actual hydrographical network (Table 4-2).

	$K_1/K_2 = 1$	$K_1/K_2 = 10$	$K_1/K_2 = 100$	$K_1/K_2 = 1000$
K ₁ : shallow permeable layers	1×10^{-6}	7×10^{-6}	4×10^{-5}	1×10^{-4}
K ₂ : bedrock	1×10^{-6}	7×10^{-7}	4×10^{-7}	1×10^{-7}

Table 4-2 Hydraulic conductivity values used in the model for each degree of heterogeneity.

4.4.2.1 Discharge area, distance pathway and travel time

Figure 4-9 presents the Probability Density Function of pathway lengths and travel times for a heterogeneous model with K1/K2 equal to 1000 (Table 4-2). Each curve clearly shows three different parts. As for the homogeneous case, most of the particles have short pathways that could be associated to transfers within first-order basin, with strong influence of topography. Pathways lengths shorter than 2500 m present exponential distribution that can be associate to transfers in the shallow and more permeable layers. Pathway lengths longer than 2500 m may be associated to transfers in the deep bedrock layers. Characteristic lengths increase with a decreasing recharge, similarly to the homogeneous case. Regarding the second part (higher than 2500 m), characteristic lengths are higher, but less sensitive to recharge (Table 4-3). A significant increase is only observed for a recharge rate of 20 mm/yr, when most of the shallow permeable layers are unsaturated. Compared to the homogeneous case, characteristic

lengths are globally lower. This is induced by the low hydraulic conductivity of the bedrock unit, which prevent groundwater levels decreasing significantly and maintain a larger discharge area. The travel time distribution curves, calculated with a constant porosity of 10%, present a similar structure than pathway length. However, although pathway lengths are generally shorter compared to the homogeneous case, characteristic times are here higher due to the low hydraulic conductivity of the bedrock.

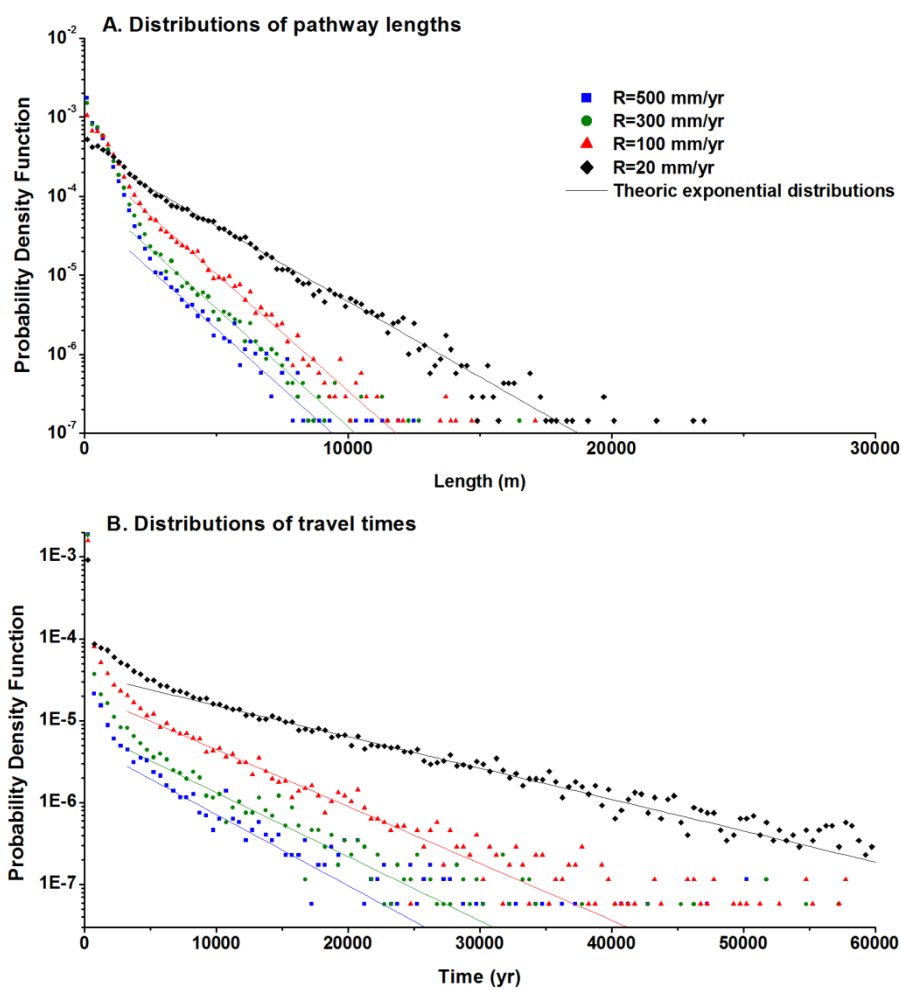


Figure 4-9 Probability Density Functions of pathway length and travel times, calculated using a heterogeneous model ($K_1/K_2=1000$) and particle tracking.

	R=500 mm/yr	R=300 mm/yr	R=100 mm/yr	R=20 mm/yr
Characteristic length (m)	1449	1449	1470	2272
Characteristic time (yr)	5000	5556	6250	11363

Table 4-3 Characteristic values of pathway length and travel time distributions for the heterogeneous model with ($K_1/K_2=1000$).

4.4.2.2 Fluxes

Figure 4-10 shows the distribution of flux through the different layers of the heterogeneous model with K_1/K_2 equal to 10^3 . The main difference with Figure 4-6 (homogeneous model) is the steep decrease of flux from layer 4, related to the low hydraulic conductivity of the bedrock. However, despite the curves are closer to each other, total flux through all layers remains correlated to recharge at a global scale. Figure 4-11 shows the distribution of vertical flux within layer 12 (about 150 m deep), for different recharge rates and degrees of heterogeneity (K_1/K_2 equal to 1, 10, 100 and 1000). While all curves exhibit distinct peaks in the homogeneous case, the distribution overlapping is stronger when the contrast between K_1 and K_2 increases. It is particularly visible for K_1/K_2 equal to 1000, where the succession of peaks is not clear. This implies that deep fluxes are less sensitive to recharge fluctuations in the heterogeneous model. This also induce that, if the model is heterogeneous enough, local fluxes could increase despite the input recharge rate decreases, and despite total flux by layer will remain correlated to recharge. This is proven in Figure 4-12 for layer 12 and K_1/K_2 equal to 1000, where the ratios between fluxes calculated for recharge rates equal to 100 mm/yr and 300 mm/yr are plotted over the domain (Equation 2). Red colors correspond to flux increase with ratios included between 1 and 10. Ratios higher than 1 are generally located at the level of topographic crests or valley slopes. The scope of this result, regarding the evolution of deep groundwater circulations and salinity in Brittany, is discussed in Section 4.5.1.

$$ratio = Q_{lay12}^{R=100} / Q_{lay12}^{R=300} \quad (4-2)$$

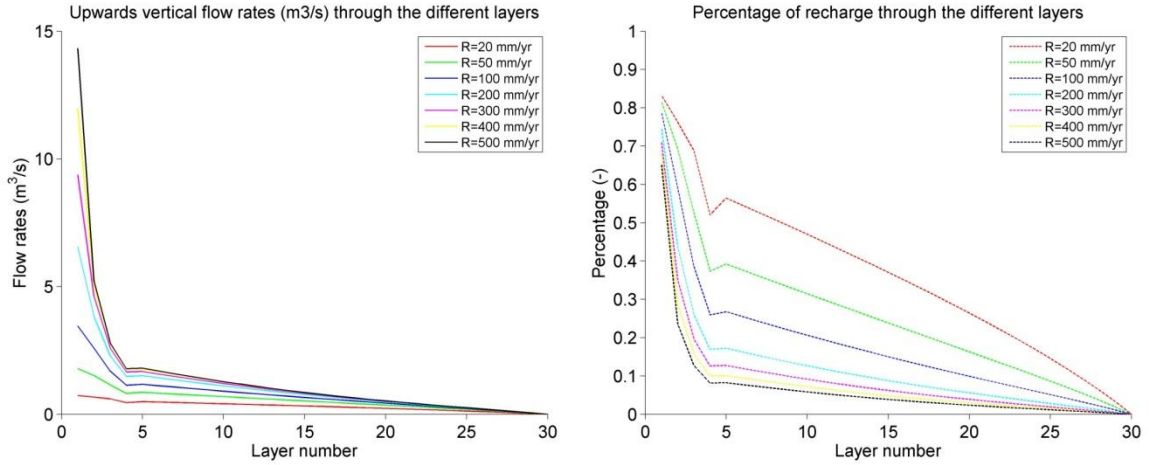


Figure 4-10 Distribution of fluxes through the area for a heterogeneous model ($K_1/K_2=10^3$). (A) Upwards vertical fluxes through the different layers. Layer 1 is the layer just below the ground surface. Layer 30 is the deepest layer. (B) Fluxes through the different layers, expressed as a percentage of total recharge.

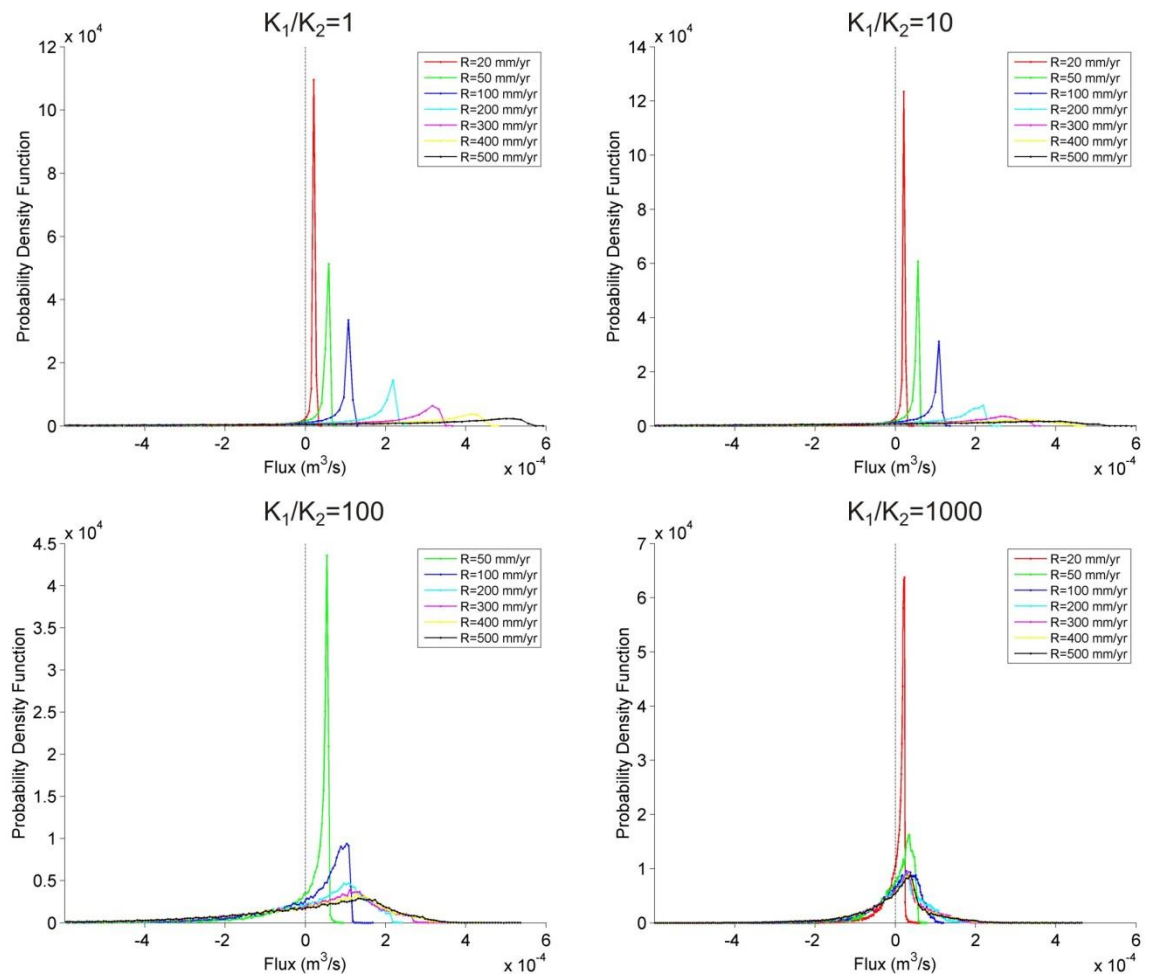


Figure 4-11 Distribution of vertical fluxes in layer 12 (about 150 m deep), according to 4 different degree of heterogeneity. K_1 and K_2 are the hydraulic conductivity in the shallow and bedrock units, respectively.

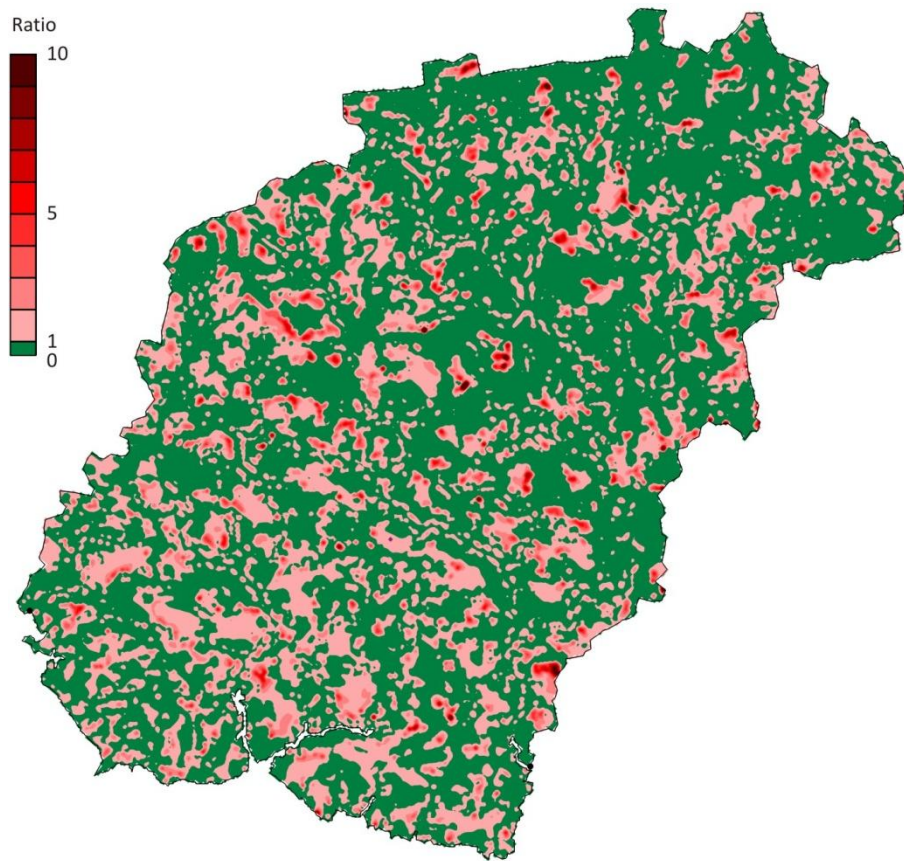


Figure 4-12 Spatial distribution of the ratio between fluxes calculated with an input recharge of 100 mm/yr and 300 mm/yr ($Q^{R=100}/Q^{R=300}$), in layer 12 of a heterogeneous model with $K_1/K_2=10^3$.

4.4.2.3 Groundwater age

Similarly to the homogeneous case, Figure 4-13 presents groundwater age in function of depth in downward and upward flux zones, calculated with a heterogeneous model ($K_1/K_2=103$) with an input recharge of 300 mm/yr. Figure 4-14 shows the groundwater age curves in function of depth and for different input recharge rates. The main difference with the previous model is that groundwater ages are generally older, due the lower hydraulic conductivity of the bedrock. A second difference is observed in Figure 4-14B, where the direction of change, due to recharge variations between 500 and 100 mm/yr, is uncertain contrary to the homogeneous case. In downward flux zones (or recharge zones, generally), the pathway length from the top of the water table to a specific depth generally decreases with recharge rate. This is due to the fact that the structure of all circulation cells is less affected by recharge changes in this

heterogeneous model compared to the homogeneous case (see Figure 4-9). Therefore, at constant depth, the pathway length in full saturated conditions tends to decrease, because the groundwater table is lower and the circulation structure is not modified strongly. As a consequence, the two variables 'pathway length' and 'flux' evolve in similar directions, so that their effect on groundwater age is partly offset. For a recharge equal to 20 mm/yr, flux relatively decreases more than pathway length and, as a consequence, groundwater age increases.

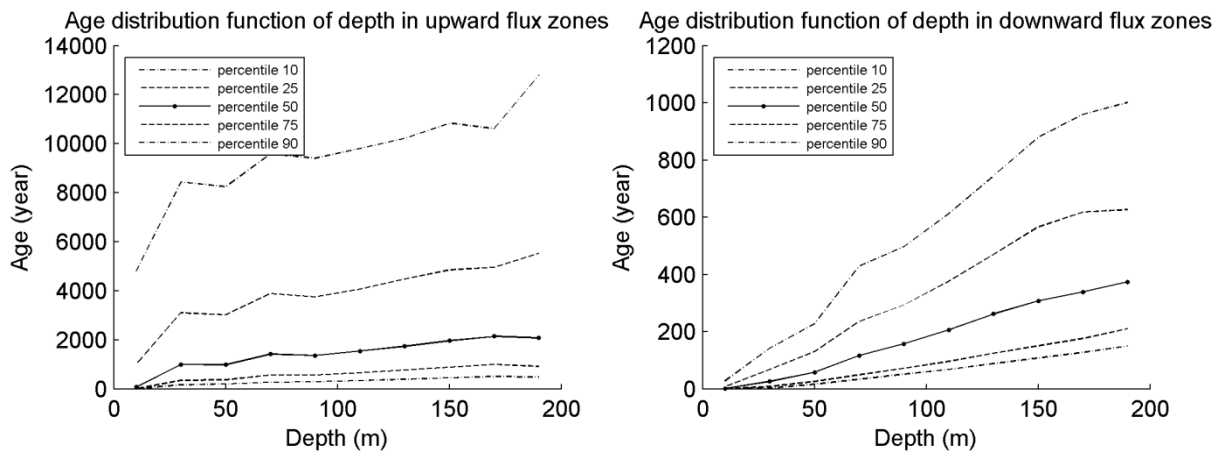


Figure 4-13 Groundwater age in function of depth calculated with the heterogeneous model $K_1/K_2=10^3$, and an input recharge of 300 mm/yr.

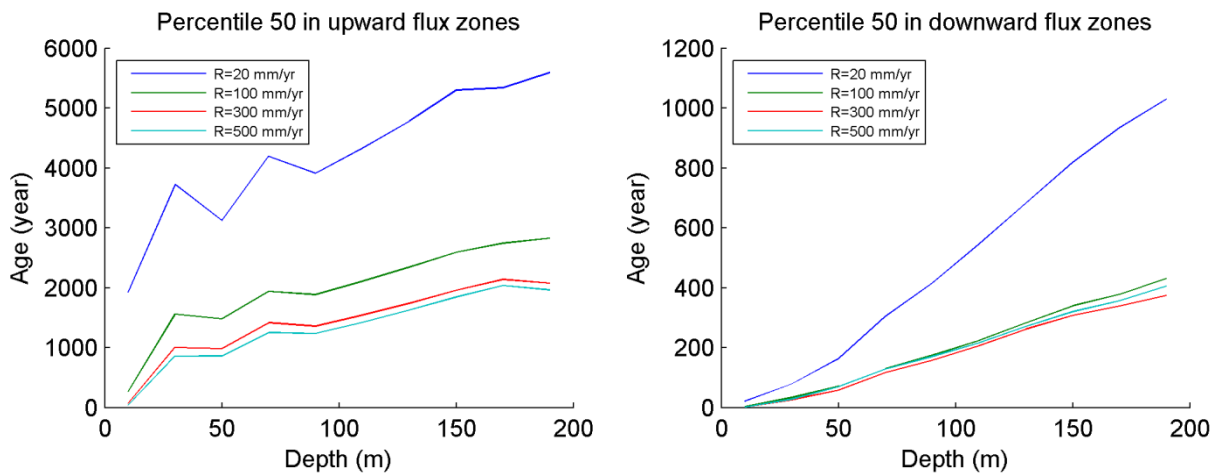


Figure 4-14 Median (P50) of groundwater age in downward and upward flux zones for different values of input recharge rate.

4.5 Discussion

4.5.1 Implications for Brittany

As explained in the introduction, groundwater resources in deep bedrock aquifers are increasingly discovered and used in Brittany, but these deep aquifer systems, origin of water and groundwater age are not yet understood. Results presented in this study show that groundwater circulations depend on topography, geology and recharge rates. Comparing these results with the variations of climatic conditions over the last thousands years can help understanding how groundwater circulations have changed in the past, and what are the consequences on current groundwater conditions and evolution, quantitatively and qualitatively.

During the last tens thousands years, the earth has experienced climate variations with several glacial and interglacial periods [Ehlers and Gibbard, 2003; Rijdsdijk, 2006]. The last two glacial periods have been dated to 23-19 kyr BP (Last Glacial Maximum or LGM) and 12.7-11.5 kyr BP (Younger Dryas event) [Renssen and Vandenberghe, 2003]. Recent surveys show that groundwater age in Brittany is quite variable, with water older than 10000 years in many locations. Therefore, groundwater currently present in deep bedrock aquifers has been recharged and has circulated under different climatic and recharge conditions. Estimating these past recharge rates is difficult because they depend on temperature, precipitation data, but also on soil conditions and the existence of permafrost that would prevent any infiltration [Bense et al., 2009]. Temperatures time series have been reconstructed for these past periods, but precipitation estimations are more hazardous and often restricted to qualitative indications. Glacial periods are traditionally related to more arid periods. [Guiot and Couteaux, 1992; Huijzer and Vandenberghe, 1998; Tebbens et al., 1999] give some annual precipitations for North-West Europe. According to their results, precipitations would have increased for the last 15 000 years, with quantity two times lower in the past than currently. According to [Huijzer and Isarin, 1997; Isarin, 1997; Renssen and Vandenberghe, 2003; VLIET-LANO et al., 1996] Brittany was affected by a

discontinuous permafrost during the Last Glacial Maximum (ca. 23-19 kyr Before Present), which correspond to the coldest period of the last 100 000 years. The southern limit of the continuous permafrost was located in the very North of France. During the Younger Dryas event (ca. 12.7-11.5 kyr BP), which correspond to a colder period occurring during a global warming phase just before the Holocene, Brittany was affected by seasonal freezing of the ground. The southern limits of discontinuous and continuous permafrost were located at the level of Northern France and Denmark, respectively. Consequently, the recharge in Brittany probably always subsisted during these periods, but was very limited. Deep seasonal freezing of the ground is sufficient to limit dramatically recharge rates, because the frozen soil prevents infiltration during winter, but also during the spring melt [Kasse, 1997].

Current recharge rates in Brittany are usually estimated between 300 and 500 mm/yr. According to previous information, they were lower during the last thousands years and particularly during the last glacial periods. In this study, recharge included between 20 and 500 mm/yr have been used. The lowest recharge rates correspond to strong decrease but do not seem unrealistic, given climatic conditions presented previously. The results presented in previous sections show that the groundwater circulation system is likely to have changed dramatically since the last glaciations (more than 10 000 years ago). Pathway lengths and travel times has decreased in average, and the area with groundwater discharge has increased. Simulations show that the very old groundwater ages measured in some locations in Brittany are not incompatible with this kind of system. The oldest ages can be found in discharge areas, and moreover in locations where mixing with shallow groundwater is limited. At a regional scale, deep groundwater fluxes have changed according to recharge fluctuations, with less important recharge fluxes during glaciation periods. However, more locally deep flux increases could have been observed. The combination of these modifications, including pathway length, travel times and flux, must be considered to understand current variability of groundwater age, quantity and quality. The succession of different fluxes conditions across the years could for example explain

current groundwater composition and high salinity which is observed locally. Similarly, significant recharge fluctuations have occurred during the Pleistocene. As shown by dating and isotopic campaigns recently performed in Brittany, deep groundwater found in some locations was probably recharged before or during these changes. These constitute transient processes and the question arises about the time needed for the system to reach a new equilibrium given a recharge variation.

Results have shown that a strong recharge decrease was needed to induce a significant reorganization of groundwater circulations. Considered changes are included in the interval between 20 and 500 mm/yr. Recharge modifications due to future climate change under mid-high latitudes are expected to decrease of a few percent [Green *et al.*, 2011; Herrera-Pantoja and Hiscock, 2008]. Therefore, while this future recharge change is susceptible to influence the magnitude of flux, the quantity of water available for pumping or baseflow into rivers, they are probably not sufficient to impact the regional structure of groundwater flow and the size of circulation cells. Moreover, as shown and discussed in Figure 4-9 and Figure 4-10, flux changes are expected to be relatively more important in shallow than deep aquifers.

4.5.2 Modeling hypotheses

In this study, a numerical model has been implemented and simulations have been performed using a real topography of South Brittany. The resolution of the finite difference grid has been chosen according to this topography. Figure 4-15 shows the relation 'slope - draining area', calculated using a Digital Elevation Model (DEM) which resolution is 25 m. For each point of this DEM, the slope and the area that drains through this point are calculated. The slope is averaged for different area intervals and plotted in a log-log diagram (Figure 4-15). The decreasing part of the curve can be fitted by two straight lines which intersection gives an estimate of the first order catchment area [Ijjaszvasquez and Bras, 1995; Montgomery and Foufoula-Georgiou, 1993]. Applying this technique for the modelled basins gives an area of approximately 0.5 km². Using 200×200m finite difference cells implies that each 1st order catchment is covered by 12 cells in average. This is actually necessary to ensure that these basic

catchments are represented by more one cell, so that flow can be simulated at this scale. A complete numerical study, involving several discretisations, would be needed to test the influence of higher or lower resolutions on the simulations. This kind of study would be particularly interesting for applying numerical upscaling, when modeling larger areas.

The case of a lower sea level, as observed during glacial periods, is not simulated in this study. During the Last Glacial Maximum (ca. 27-20 kyr Before Present), the sea level was actually 120 m lower than the current level. This could have induced a strong decrease of groundwater levels and disconnection of rivers in coastal zones where bathymetry is steep. However, in Brittany, this bathymetry is relatively flat near coastal zones. Concerning the modelled area, a decrease of 120 m of the sea level would imply a coastal retreat of more than 100 kilometers towards the ocean. The topographic slope of this new emerged area is lower than the expected hydraulic head gradient, so that groundwater levels in this zone would generally be at the level of the ground surface, inducing no change in the current coastal zones.

Nevertheless, the bathymetry is not the same everywhere and it would be interesting to test the influence of a sea level decrease in regions where coastal zones are bordered by deep bathymetry. Similarly, using different topography and geology features is likely to influence how sensitive are the 'local versus regional' circulation patterns according to recharge fluctuations. As an example, the behaviour with respect to recharge fluctuations is probably not the same considering a relief characterised by deep canyons or small hills.

Finally, the simulations performed in this study are stationary, and consider a range of recharge rates representative of current and past conditions. In a Brittany context, it has been shown that strong recharge fluctuations may induce a major reorganisation of deep groundwater pathways. Transient simulations may provide more information about how much time is needed for the system to reach a new equilibrium. Even if groundwater is very old locally, the pressure transfers are probably faster. The question arises if these changes are faster or slower than the climate change. The past

climate changes are actually not instantaneous but occurred over prolonged intervals. In the last thousands years, a succession of warm and cold periods were observed. As explained previously, it is quite difficult to reconstruct the history of recharge rates over this period. Nevertheless, a complete transient simulation would also enable to reconstruct the paleo-history of groundwater circulations in Brittany.

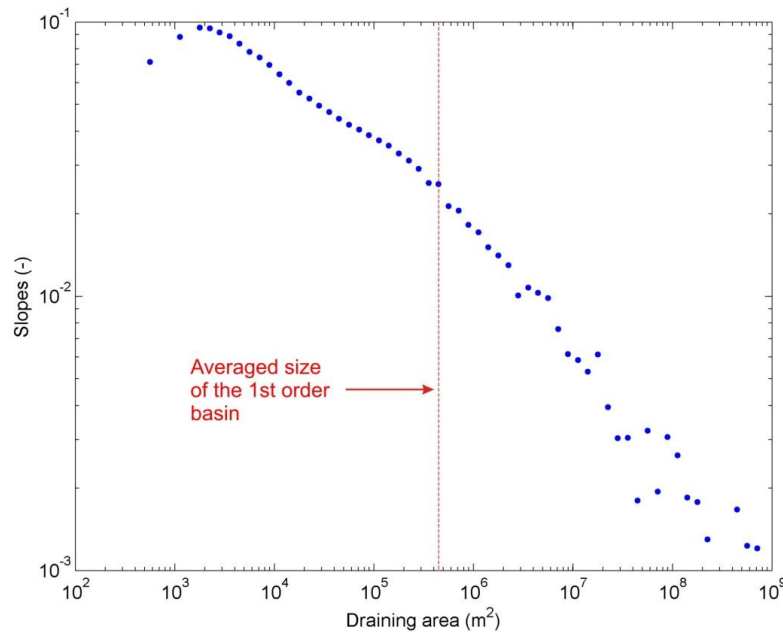


Figure 4-15 Averaged slope as a function of the upward draining area calculated for the modelled area. The red dotted line shows the size of the 1st order basin.

4.6 Summary and conclusions

To study how deep groundwater fluxes, pathways, ages, and river-aquifer interactions vary according to recharge, a regional-scale finite difference flow model was implemented. The model covers an area of 1400 km², a depth of 1 km, and the topography and geology are characteristic of Brittany. Seepages faces are used on the whole modelled area, so that the river network is not prescribed but dependent on simulated groundwater conditions. Different recharge conditions (from 20 to 500 mm/yr) are applied as input of the model to test the influence on deep groundwater circulations.

Results show that pathway lengths and travel times have exponential distributions with characteristic lengths increasing with decreasing recharge. However, strong recharge fluctuations are needed to affect the structure of deep circulations. Groundwater age is quite variable and increases with depth, but the variability is much more important in discharge areas than in recharge areas. Part of the simulated groundwater ages are older than 10000 years and corroborate field measurements. At a global scale, deep fluxes decrease with recharge, as the augmentation of deep pathways is compensated by the decrease of recharge rates. Nevertheless, due to non-linear effects, local increases can be observed when vertical heterogeneity is important enough.

The range of recharge rates applied on the model is intended to be representative of past climate change during the last thousands years. As consequence, the structure of deep groundwater in Brittany has been influenced by these changes. At the contrary, the future recharge changes are expected to be much lower and should not affect the size of circulation cells.

Chapitre 5 : Les écoulements régionaux sous contrainte d'un pompage dans les aquifères de socle

L'introduction d'un pompage induit des bouleversements dans l'organisation des écoulements souterrains. Dans ce chapitre nous étudions ce phénomène en focalisant notre attention sur deux aspects de la gestion de la ressource en eau. Le premier est lié à la notion de vulnérabilité : nous cherchons à connaître l'origine de l'eau pompée, l'objectif étant d'améliorer l'anticipation d'éventuels problèmes de qualité, comme la définition de périmètres de protection. Le deuxième est lié à la notion de soutenabilité : nous essayons de comprendre l'impact du pompage sur l'environnement. Ces questions sont traitées dans le cadre des aquifères de socle.

5.1 Contrôles géologiques et topographiques sur la zone d'appel d'un pompage

La vulnérabilité d'un pompage à une contamination de surface fait appel à l'historique du chemin de l'eau depuis la surface jusqu'au pompage (zone d'appel). La zone d'appel est tridimensionnelle, constituée de l'ensemble des points de la nappe qui sont drainés vers le pompage. Connaître cette zone renseigne sur la diversité des matériaux géologiques traversés, et sert donc à mieux appréhender la composition chimique de l'eau. Cette problématique est au cœur de nombreux problèmes liés à l'évolution de la

qualité de l'eau pompée [Morris et al., 2003]. La zone d'appel de surface, bidimensionnelle, est d'intérêt particulier puisque de nombreux problèmes de qualité sont liés aux rejets en surface de polluants issus d'activités anthropiques. Cette zone est constituée de l'ensemble des points de la surface où une goutte d'eau s'infiltrant arrivera au pompage. En régime permanent et sous l'hypothèse d'une recharge uniforme, son aire est parfaitement connue, égale au débit de pompage divisé par la recharge. Le problème de délimitation de la zone d'appel de surface consiste à délimiter la distribution de cette aire. Les contaminants ayant un temps caractéristique de dégradation dans le milieu souterrain (dépendant de l'interaction avec le milieu), le temps de transfert, soit le temps parcouru par une goutte d'eau entre la surface et le point d'intérêt, est également un paramètre déterminant de la vulnérabilité de la ressource.

Competition between geological and topographical controls on well capture zones in hard rock aquifers⁵

Bresciani E., Davy P., de Dreuzay J.R.

UMR CNRS 6118, Geosciences Rennes, Université de Rennes 1, 35042 Rennes Cedex, France

Abstract

Groundwater is a key freshwater resource that generally offers a better quality than surface water. The counterpart is that its management is made difficult by the high uncertainty on the geological structure containing the water. In hard rock aquifers, flow circulations occur along multi-scale preferential faults or fracture zones ranging from the micro-scale to the watershed-scale. Circulations are driven by fracture structures at these different scales as well as by topographical gradients. This study compares a homogeneous case to a watershed-scale fracture zone overlaid by a permeable weathered zone, a configuration that is typical of hard rock aquifer. The model topography is produced by the landscape evolution model *€ros*, and hydraulic properties are calibrated to yield the same drawdown in both models. For homogeneous configurations, pumping extends groundwater circulations to the well from regional to local zones, whereas the opposite tendency is observed for fractured configurations. Because of the high hydraulic conductivity connecting the surface to the pumping location, local circulations are unusually deepened under natural conditions (without pumping) and extend from local to more regional when pumping. Where the fracture zone outcrops, the topography and the weathered zone distribute the flow between local superficial systems and the fracture. Results finally suggest that correlations between the deep fracture zones within the bedrock and the shallow weathered zone structure may be key controlling factors of productivity in hard rock aquifers. This assumption is currently being tested on crystalline aquifers in Brittany.

⁵ In preparation

Keywords: hard rock aquifer, topography, well capture zone

5.1.1 Introduction

Groundwater in hardrock aquifers are widespread over the world, and in many cases a key freshwater resource [Dewandel *et al.*, 2006; Pochon *et al.*, 2008; Wright, 1992]. Although more difficult to develop, these aquifers generally offer an alternative of better quality to surface water. The first step towards their sustainable use is the definition of the surface capture zone of the extraction wells defined by all points of the surface where a contaminant release would affect the well. To reduce management costs, the well protection zone is often restricted to the points where the travel-time to reach the well is shorter than some threshold time [Stauffer *et al.*, 2005]. This time lag should allow sufficient dilution and degradation of the contaminant. In hard rock aquifers, well protection zone delineation is a challenging task due to the strong localization of the circulations associated with the lack of direct observations of the circulations. Aquifers cannot be approximated by homogenized models where flows are essentially controlled by topographical gradients. Even the more advanced delineation techniques developed for sedimentary layered models [Bair and Roadcap, 1992; Frind *et al.*, 2002] or Gaussian correlated fields [Franzetti and Guadagnini, 1996; van Leeuwen *et al.*, 1998] are not adapted to these configurations and heterogeneities. Fracture flow circulations do not necessarily occur in specific layers but along preferential faults or fracture zones over scales ranging from the micro-scale to the global scale of the watershed [Hsieh, 1998; National Research Council, 1996; Neretnieks, 1985; Neuman, 2005]. As the main faults are not necessarily correlated to the topographical gradients, well capture zones may be controlled by one of these factors or by a combination of both [Haitjema and Mitchell-Bruker, 2005; Winter, 2001]. Using simplified models of fractured aquifers, we study the relative effects of topographical gradients and geological structures on the delineation of well capture zones. The objective is to gain insights into the main flow structures under pumping conditions and to drive the aquifer characterization towards cost-effective methodologies.

Crystalline aquifers are generally made up of a quasi-impermeable rock, a more or less connected network of highly conductive fractures, and an overlying weathered layer made up of soil and saprolite [Banks *et al.*, 2009; Dewandel *et al.*, 2006]. Hydraulically, the overlying weathered layer is often considered as a highly permeable and porous compartment where water can efficiently be stored and easily flow. Water percolates through connected fractures recharging a deeper aquifer. The quasi-impermeable rock also called matrix is of small influence for flows in hard rock aquifers but may be essential in trapping or releasing contaminants [Neretnieks, 1980]. Although numerous research studies have been undertaken on the characterization of properties and role of these different compartments [Henriksen, 2003; Mabee, 1999; Neves and Morales, 2007; Sukhija *et al.*, 2006], the integrated behavior of the circulations remains largely based on elementary concepts and there is a clear need for a deeper understanding [Banks *et al.*, 2009]. Based on a simple model, Rodhe and Bockgård [2006] test the assumption of recharge of the bedrock aquifer by vertical flow from groundwater in the overlying layer. Fan *et al.* [2007] study the influence of the dip angle of bedding fractures on flow patterns in a small watershed. Bradbury and Muldoon [1994] and Chevalier *et al.* [2001] study the influence of fracture network parameters on capture zone in a two-dimensional model. Based on an aquifer study in Pennsylvania (US), Senior and Goode [1999] illustrate the sensitivity under pumping conditions of flow paths to the fractured rock characteristics concealed in the anisotropy ratio of an equivalent porous medium.

In this study, we attempt to account simultaneously for the different possible controls of flow in hard rock aquifer. Watershed-scale circulations can be strongly influenced by interactions between the topographical gradients, weathered zone structures, deeper conductive fracture zones and pumping rates. Interactions can be especially strong as the overall low hydraulic conductivity of the hard rock enhances the role of the weathered zone in surface/subsurface interactions. Under such conditions the role of the weathered zone as a temporary storage is reinforced and its interface to the bedrock is a key parameter in the divide between shallow local circulations and deeper

regional circulations. Because of the low overall hydraulic conductivity, this divide can also be strongly impacted by pumping rates transforming local circulations into deeper circulations. Based on a simplified fractured rock aquifer model inspired from a crystalline site (Ploemeur, Brittany) [Le Borgne et al., 2006; Touchard, 1999], we systematically study the integrated influence of topographical gradients and geological structures on the nature of the circulations. We especially focus on the well capture zone and transit times to the wells as the key factors synthesizing the circulation structures for managing the aquifer.

5.1.2 Aquifer structures and simulation methods

5.1.2.1 Geological configurations and model parameters

We have chosen simple aquifer structures which properties recalling the salient characteristics of the study site of Ploemeur (Brittany, France) [Le Borgne et al., 2006; Ruelleu et al., 2010; Touchard, 1999]. The aquifer of Ploemeur is typical for hard rock aquifers with a shallow weathered zone and an outcropping dipping fracture zone within a less pervious bed rock (Figure 5-1). We take these features as the basis for synthetic hard rock aquifer structures. To get insight in the circulation structures, we build the aquifer by increasing degrees of complexity with 9 different configurations presented Figure 5-2.

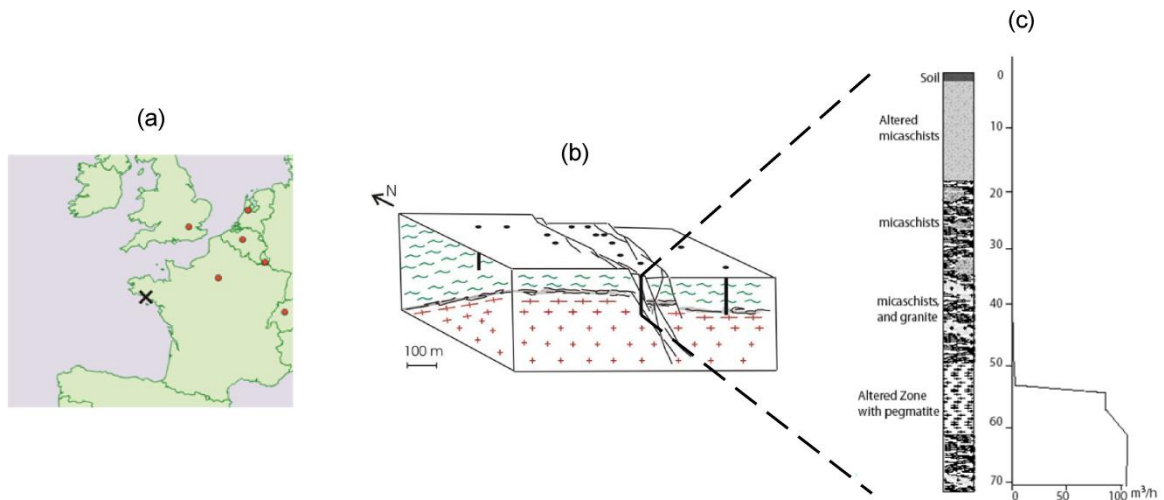


Figure 5-1 Ploemeur aquifer. (a) Site localisation (Brittany, France). (b) Conceptual model [Le Borgne et al., 2006]. (c) Air-lift flow [Touchard, 1999].

We first study a homogeneous model (H) shaped by a synthetically generated topography. The model extends over an area of 16 km by 16 km. The depth below its lowest point is 650 m and the bottom is flat. The topography has been built by modeling dynamically fluvial erosion and sediment transfer laws using the Éros model [Crave and Davy, 2001]. It has the key characteristics of natural topographies resulting from geomorphological processes. The interest of using a synthetic topography is to offer the possibility to vary progressively its parameters in a future study. The topography relief is 685 m and the mean slope is 8%. It is presented in Figure 5-3 along with the horizontal dimensions of the model and the position of the well. Dimensions are taken large enough for the watershed containing the well to be surrounded by several river/hillslope systems, so that the hydraulic conditions around the watershed of interest would all be naturally controlled by the topography and not by the no-flow boundary conditions imposed at the borders of the domain. This requirement was verified by performing flow simulations on a larger domain and checking that the results were identical. The hydraulic conductivity and the effective porosity of the homogeneous model are fixed to $2 \cdot 10^{-7}$ m/s and 0,05. Uniform potential recharge is applied at the top of the model and is equal to 400 mm/year. The effective recharge is equal to this potential recharge outside of the seepage areas where it is less. The well is located in a central watershed at a point where the ground level is

about one third of the total topographical amplitude, and pumps punctually at 100 m depth. The pumping rate ranges from $0,3$ to $1,2 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$ ($0,01$ to $0,04 \text{ m}^3/\text{s}$).

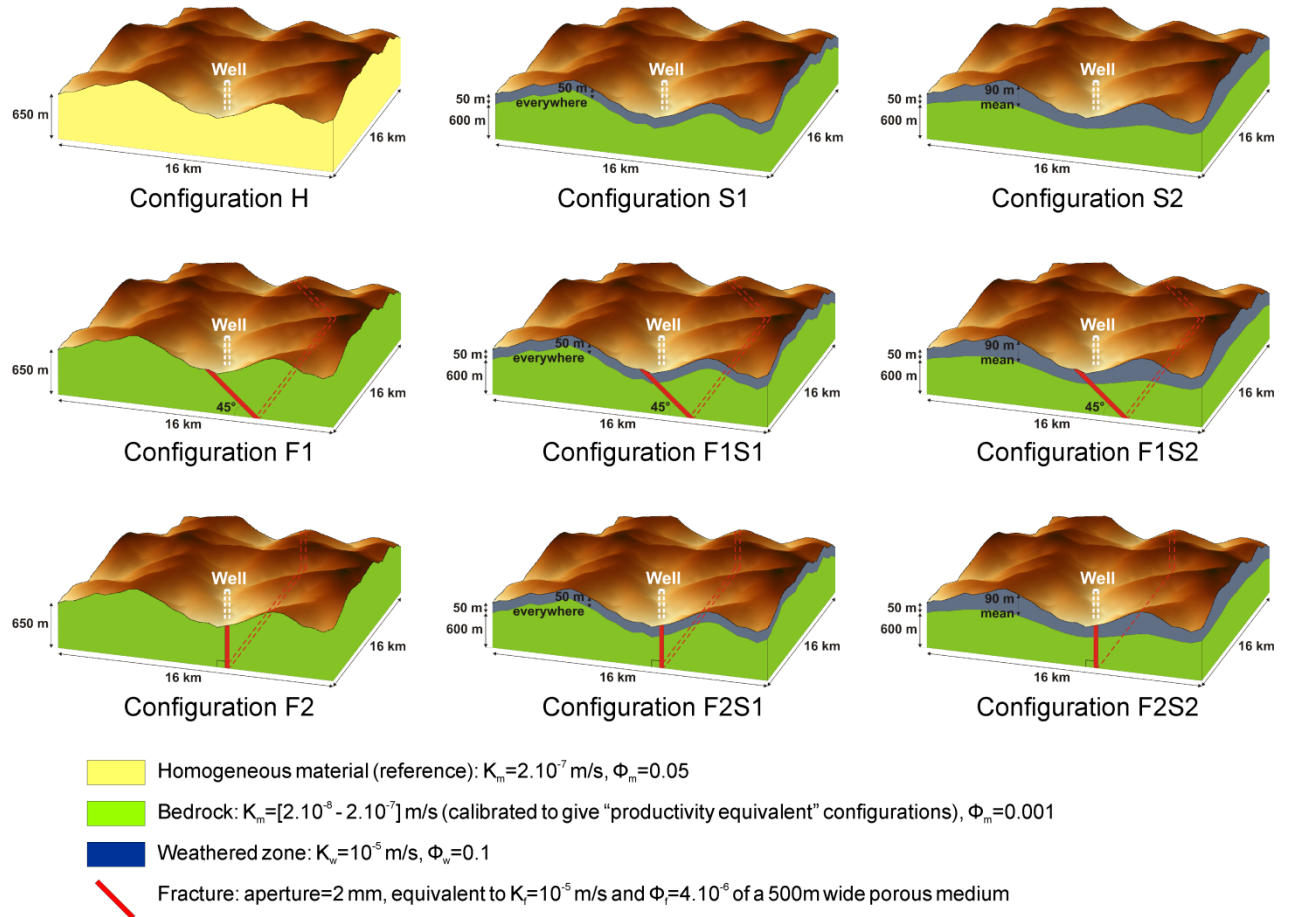


Figure 5-2 Geological configurations used in this study.

In the two next models S1 and S2, we add to the previous homogeneous case (H) a weathered zone. The hydraulic conductivity of the weathered zone is 10^{-5} m/s and its effective porosity is 0,1 [Maréchal et al., 2004]. In S1, the weathered zone is 50 m thick and its limit with the bedrock is a direct translation of the topography by 50 m down. S2 is modified from S1 by smoothing the interface between the weathered zone and the bedrock and locally increasing the thickness of the weathered zone by 40 m on average in the higher parts of the topography. The S1 and S2 configurations will help check the sensitivity of the watershed-scale circulations to the topography of the weathered zone-bedrock interface. The hydraulic conductivity K_m of the bedrock has been lowered to yield the same drawdown in the well for a pumping rate of $0,03 \text{ m}^3/\text{s}$.

More generally, for all configurations, K_m has been systematically tuned to yield the same drawdown at the well. With this choice, the configurations are "productivity equivalent". In the homogeneous case, K_m is large enough to prevent a strong lowering the drawdown and the well to become "dry". The cost of groundwater extraction depending exclusively on the drawdown at the well would also be similar for all configurations. The calibrated values, as well as all hydraulic conductivity and porosity values of the 9 configurations, are summarized in Table 5-1.

In parallel, we build two models F1 and F2 from the homogeneous configuration in which we add a North-South fracture zone with a dip angle of 45° for F1 and of 90° (vertical fracture) for F2. We set the fracture zone transmissivity at $T_f = 5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ corresponding for a unique fracture to a mean hydraulic aperture of 2 mm [Le Borgne *et al.*, 2004]. The fracture zone crosscuts the domain in the north-south direction over the whole depth of the aquifer. In both cases F1 and F2, the fracture zone is located just where the well is pumping. Indeed, we expect production wells to be located close to the higher permeable zones where pumping rates are likely to be more sustainable. The two fractures subsequently outcrop at different locations.

Four last models F1S1, F1S2, F2S1 and F2S2 are built as combinations of the previous models. In the intersection between the fracture zone and the weathered zone, we apply the properties of the fracture, i.e. the fracture is predominant over the weathered zone.

Configuration	K_m [m/s]	K_f [m/s]	K_w [m/s]	ϕ_m [-]	ϕ_f [-]	ϕ_w [-]
H	$2 \cdot 10^{-7}$	-	-	0.05	-	-
F1	$4 \cdot 10^{-8}$	10^{-5}	-	0.001	$4 \cdot 10^{-6}$	-
F2	$2 \cdot 10^{-8}$	10^{-5}	-	0.001	$4 \cdot 10^{-6}$	-
S1	$1 \cdot 10^{-7}$	-	10^{-5}	0.001	-	0.1
S2	$2 \cdot 10^{-7}$	-	10^{-5}	0.001	-	0.1
F1S1	$4 \cdot 10^{-8}$	10^{-5}	10^{-5}	0.001	$4 \cdot 10^{-6}$	0.1
F2S1	$2 \cdot 10^{-8}$	10^{-5}	10^{-5}	0.001	$4 \cdot 10^{-6}$	0.1
F1S2	$4 \cdot 10^{-8}$	10^{-5}	10^{-5}	0.001	$4 \cdot 10^{-6}$	0.1
F2S2	$3 \cdot 10^{-8}$	10^{-5}	10^{-5}	0.001	$4 \cdot 10^{-6}$	0.1

Table 5-1 Hydraulic conductivity and effective porosity values used in the 9 geological configurations studied. Subscript m stands for matrix, f for fracture, and w for weathered zone. K_m values have been calibrated such as the hydraulic head in the pumping well is the same for all configurations.

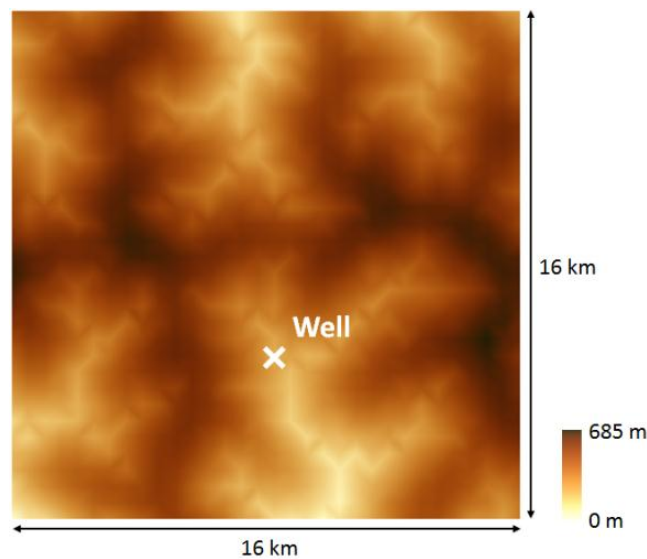


Figure 5-3 Topography (top view) and horizontal dimensions of the synthetic configurations.

5.1.2.2 Flow and capture zone simulation

Simulations are performed with a classical finite difference method on a regular grid implemented in the H2OLAB software [Erhel *et al.*, 2009]. The three-dimensional saturated flow is steady-state and solved using a free surface algorithm [Bresciani *et al.*, 2010]. On the aquifer free surface, the boundary condition is either a fixed head equal to the topographical height in the seepage areas or a fixed flow equal to the recharge otherwise. The consistent modeling of the free surface location is essential to account correctly for the surface-subsurface interactions assumed to be important because of the overall low hydraulic conductivity of the bedrock aquifer.

We use a horizontal discretization of 500 m by 500 m and a vertical discretization of 10 m, leading to a 143360 cells model. The fracture is discretized with the same resolution leading to fracture cells of equivalent hydraulic conductivity and equivalent effective porosity of 10^{-5} m/s and $4 \cdot 10^{-6}$ respectively. The well is embedded in a unique cell.

Well capture zones are determined using a classical advective backward particle tracking method [Kinzelbach *et al.*, 1992; Neupauer and Wilson, 2004]. 10^4 particles are injected at the faces of the cell containing the well and are advected backward in time along the flow lines until reaching the water table. Note that for small pumping rates, part of the flow through the well cell faces is not actually captured by the well: Part of it enters by a face and leaves by another face, bypassing the well. For the lowest simulated pumping rate ($1 \cdot 10^{-2}$ m³/s), in the homogeneous case (H), 65% go to the well while 35% just cross the cell. For higher pumping rates ($\geq 2 \cdot 10^{-2}$ m³/s), almost all the flow through the cell (>95%) goes to the well in the 9 configurations. For pumping rates lower than $2 \cdot 10^{-2}$ m³/s, tracking particles from the well cell boundaries thus yields a slightly larger variability in the output statistics. For higher pumping rates, whatever the configuration, we checked the recharge over the capture zone of the well cell closely matches the pumping rate, demonstrating the consistency of the capture zone delineation.

We represent the "surface" capture zone in a top view of a zoomed area of the domain. A colored region is drawn where the backward-tracked particles reach the water table, the color being related to travel times in days. Figure 5-4 shows an example for the homogeneous case (H) without any pumping. In this case, all the backward-tracked particles are just particles crossing the well cell. Note that, because of the broadly ranging hydraulic conductivity values, the color scale has been taken logarithmic, and that for comparison purposes all subsequent figures will be built over the same area and with the same color coding. In the homogeneous case without pumping, Figure 5-4 demonstrates that flow lines to the well cell extend over large distances yielding an alimentation zone not right on top of the well but distant from it. This is because the well cell is local in depth, at 100 m deep (the well is not screened all along its depth). The circulations to the well can be characterized as regional in the terminology introduced by *Toth* [Toth, 1963]. In this homogeneous case, the shape of the capture zone is exclusively controlled by the topography. Circulations above of the well are exclusively local corresponding to short-range variations of the topography while deeper circulations come from longer-range variations of the topography. Because of the regional extension of the deep circulations, the associated travel times are long, extending over 10^4 to 5.10^5 days.

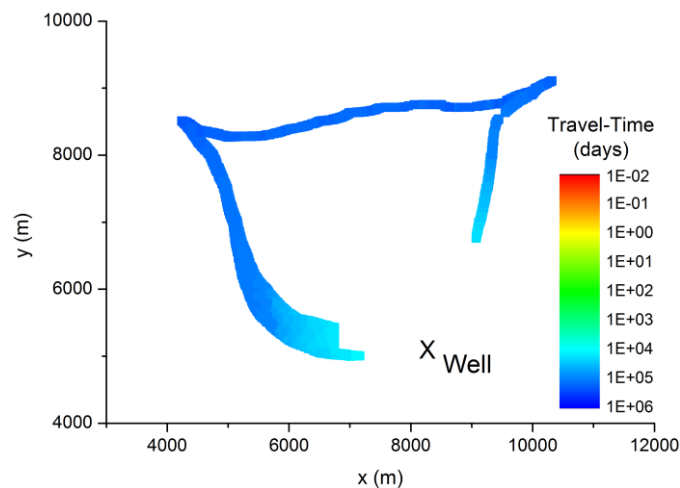


Figure 5-4 Surface capture zone of the well cell marked by a cross in the homogeneous case (H) under natural condition (no pumping).

5.1.3 Results

We first focus on the capture zone differences between the homogeneous case (H) and the fractured case (F1S1) under evolving pumping conditions. The homogeneous case (H) is solely controlled by topographical gradients whereas the fractured case (F1S1) may also be influenced by the geological structure taken as the fracture zone. In a second part, we systematically study the relative influence of the 9 different geological configurations. In this paper, topography remains the same for all study cases.

5.1.3.1 Capture zone under evolving pumping conditions

We study first the evolution of the capture zone and of the underlying circulations under evolving pumping conditions. For the homogeneous case (H), the lowest pumping rate ($1 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$) does not induce any change of the capture zones and travel times (Figure 5-5a). The pumping rate is less than the water arriving to the well cell under natural conditions. Circulations thus hardly change. Higher pumping rates increasing from $2 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$ to $4 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$ have several effects on the capture zone (Figure 5-5b-d). The shape of the capture zone under natural conditions of Figure 5-4 (without pumping) is not critically modified but rather progressively extended. It extends to areas closer to the well with significantly shorter travel times. The lowering of head yielded by pumping modifies the circulations around the well and progressively transforms the local flow system into convergent circulations recharging the well. To a much lesser extent, the capture zone is also slightly enlarged towards its furthest tips. The second marked effect is a moderate speed up of the circulations in the original capture zone. For a given point of the original capture zone, travel times decrease by a factor of 1,001 to 1,13 depending on the pumping rate and on the distance to the well. This speed up comes from the increase of the head gradient induced by the increasing pumping rate. It is too small to explain alone the decrease of the mean of travel times, neither than the apparition of much shorter times (Figure 5-5e). These are produced by the shorter and shorter circulations coming from the local system diverted by the pumping, as demonstrated by the correlation between

the evolution of travel times and distances (Figure 5-5e-f). Distances are taken as the 2D projection of the distance between the well and the surface point of the recharge. The range of distance and time values extends rather towards shorter values than towards larger values. The inter-quartile interval confirms the fact that the capture zone under natural condition is included into the capture zone for non zero pumping rates. Even if most of the additional water attracted by the well comes from the transformation of local circulations, the water coming from regional circulations remain part of the well capture zone. The hole in the capture zone close to the well for the two highest pumping rates corresponds to a low point of the topography that remains a discharge area whatever the pumping rate.

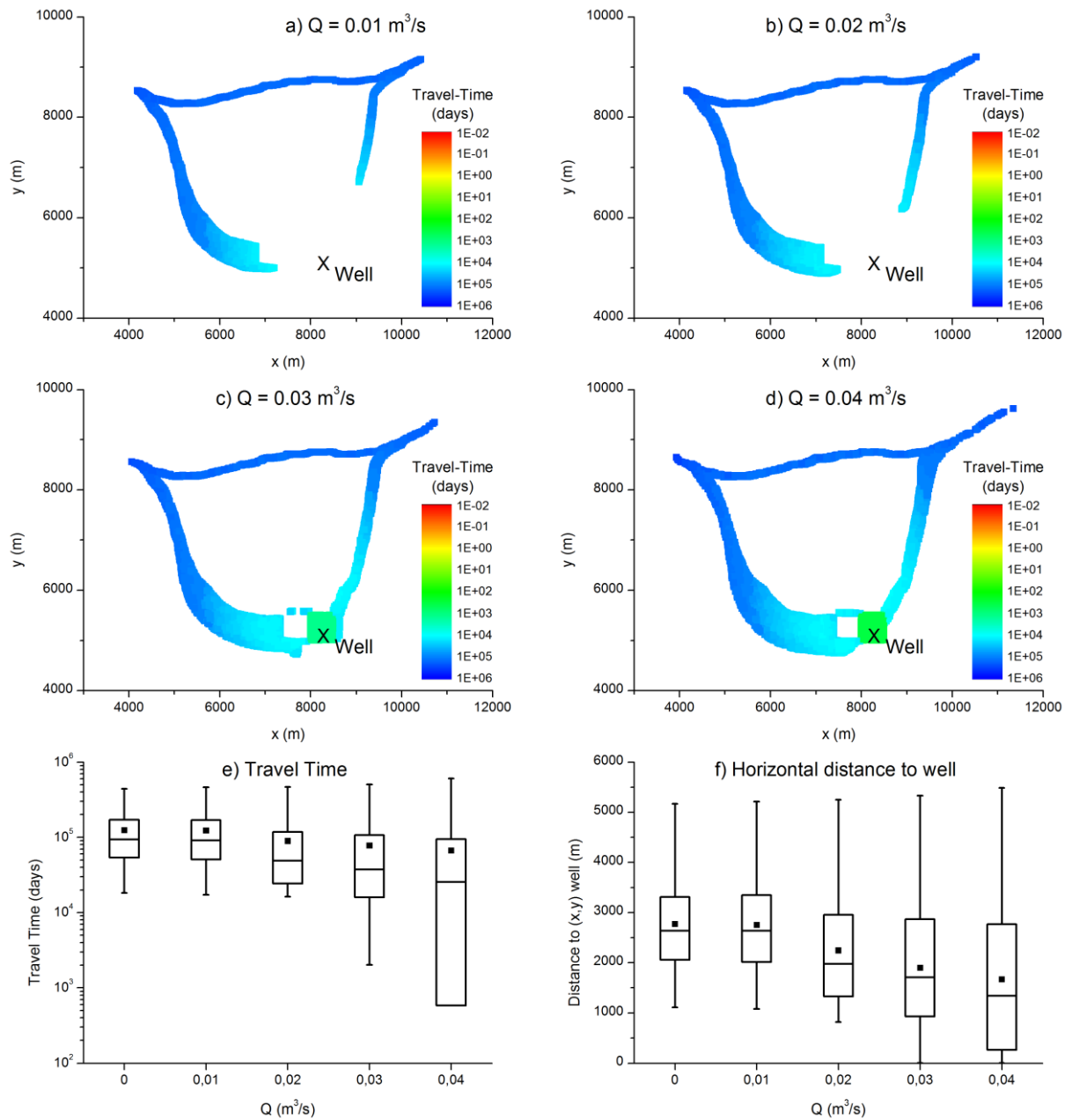


Figure 5-5 Surface capture zone for evolving pumping rates in the homogeneous case (H). a), b), c) and d) show the capture zone for respectively $Q = 1.10^{-2}$, 2.10^{-2} , 3.10^{-2} and $4.10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$. e) and f) show descriptive statistics for the travel times and distances to well. The main box represents 25%, 50% and 75% percentiles, the end points of the bar mark minimal and maximal values, and the square stands for the mean value.

The presence of the fracture zone in the (F1S1) case induces radical changes in the structure of the capture zone, first in its characteristics under natural condition and second in its evolution when increasing the pumping rate. Under natural condition, i.e. without pumping, the presence of the fracture deepens the local flow system and

localizes the capture zone within this preferential flow zone (Figure 5-6a). The presence of the fracture has dramatically changed the nature of the circulations transforming the regional flow system into a local flow system under natural conditions. The capture zone is not right on the top of the well but slightly displaced uphill because of the natural mean gradient. Associated travel-times lower than 0.5 day are orders of magnitude shorter than in the homogeneous case reflecting the orders of magnitude difference in hydraulic conductivity and porosity values.

When increasing the pumping rate, the homogeneous (H) and fractured (F1S1) cases display opposite behaviors on the mean travel-time and mean distance to well (Figure 5-6e-f compared with Figure 5-5e-f). While the capture zone becomes closer in the homogeneous case (H), it extends further away from the well in the fractured case (F1S1). In the homogeneous case, circulations extend from regional to local whereas, in the fractured case, circulations extends from local to intermediate and eventually regional. Travel times become shorter in the homogeneous whereas they become longer in the fractured case. Explanation for the homogeneous case is given in the previous paragraph. For the fractured case, the trend results from a competition between the speed up induced by the head gradient increase and the distances increase combined with the porosity of the new material explored. As the matrix and the weathered zone are more and more solicited and have a porosity orders of magnitude bigger than the fracture, part of the new circulations towards the well is much slower, increasing significantly the mean travel time. The main box of the statistics Figure 5-5e, representing 75% of the particles, remains within the same order of magnitude, indicating that the main part of the flow still passes only through the fracture. In both homogeneous and fractured cases, variability of the travel times and distances increases sharply indicating the complex dynamic associated to the pumping.

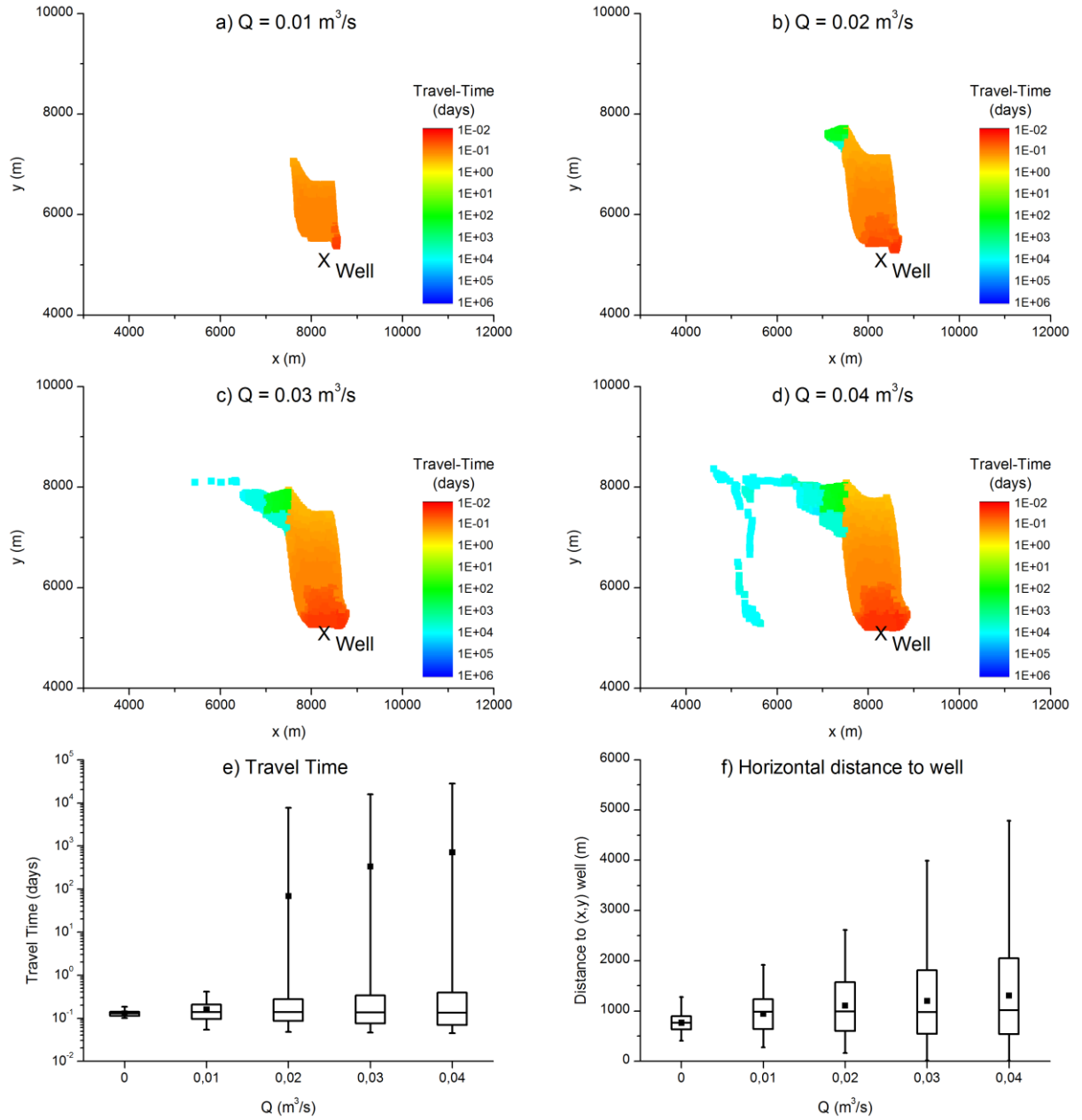


Figure 5-6 Surface capture zone for evolving pumping rates in the case F1S1. Definition and scales of graphs are the same as for Figure 5-5 except for the time scale in e).

5.1.3.2 Capture zone under evolving geological configurations

We discuss the relative importance of the introduced geological structures (weathered and fractured zones) under pumping conditions. The pumping rate is 1.10^6 m^3/year ($3.17 \cdot 10^{-2}$ m^3/s). Starting from the homogeneous case H (Figure 3c), the introduction of the weathered zone in models S1 and S2 (Figure 5-7a-b) does not change the overall

shape of the capture zone. Minor modifications concern a slight extension of the capture zones, some holes into the capture zone and a less smooth shape. All these modifications come from the enhancement of the local flow systems at the expense of intermediate to regional circulations. The main modification is the one to two order of magnitude decrease of the mean travel times (Figure 5-7i). It is induced both by the two orders of magnitude increase of hydraulic conductivity in the weathered zone and by the decrease of matrix porosity in the bedrock zone (from 0.05 to 0.001). The difference in travel times between S1 and S2 come from the shape of the interface between the weathered and bedrock zones. In S2, the weathered zone is deeper in the higher topographical areas enhancing all the more the local circulations. The well is alimented by deeper more regional circulations traduced by an increase of the distances and travel times to the wells (Figure 5-7j). In this case, without any fracture, the weathered zone does not act as a larger reservoir to the underlying circulations but diverts the water in more local systems.

As observed in the previous section, the introduction of a fracture zone as compared to the homogeneous model completely changes the type of circulations. Comparison of Figure 5-4 to Figure 5-7c-d confirms that the fracture zone promotes fast local circulations to the well. Circulations are mostly channeled by the fracture and are influenced by the dip of the fracture. The travel times sharply increase outside of the fracture zone. For the vertical fracture case F2, the capture zone is mostly symmetrical around the fracture (Figure 5-7d). In the 45° dipping fracture, the capture zone deforms in the direction of the fracture dip and slightly diverts in its upper part from the direction of the fracture to the direction of the higher topographical zones (Figure 5-7c). Despite much shorter travel times to the well, we still note a very large variability of the travel times due to the large difference in the fracture zone and bedrock hydraulic conductivities. It also shows that part of the water going to the well crosses the less permeable non fractured zone. This trend is larger for the vertical case (F2) than for the dipping fracture case (F1) (Figure 5-7j).

The introduction of the weathered zone in the dipping fracture case (F1) hardly modifies the capture zone both from its localization and from its statistics. Flow remains mainly controlled by the fracture location and dipping. We still notice a disconnection of the farthest part of the capture zone from the rest, more pronounced in F1S2. For the vertical fracture (F2), the weathered zone has a larger influence well marked on the capture zone of (F2S2) (Figure 5-7h). The capture zone does no longer extend from the fracture zone as in (F2) (Figure 5-7d) but separates into the fracture zone itself and part of the topographical controlled capture zone of (H) (Figure 5-4). The increase of the hydraulic conductivity in the weathered zone again developed local system not connected to the well, and forcing water to come from more regional circulations to supply the well.

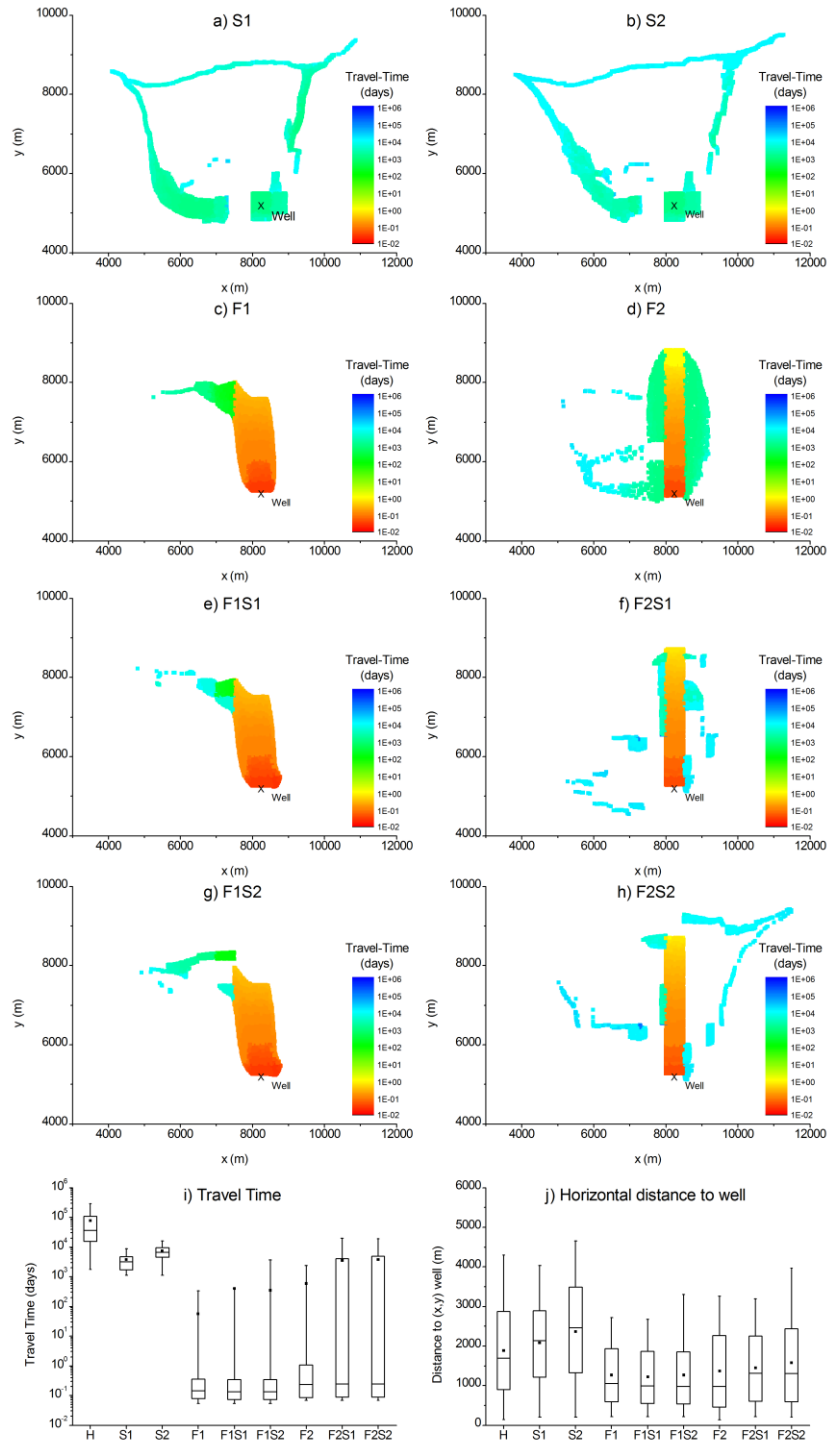


Figure 5-7 Surface capture zone for different geological configurations with a pumping rate $Q=3,17 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$. a) to h) show the capture zone for the case indicated in their respective title, which refer to the models described in the text. i) and j) show descriptive statistics. Definition and scales of graphs are the same as for Figure 5-5 except for the time scale in i).

5.1.4 Discussion

Production wells are expected to be located in low topographical levels, where groundwater flow is likely to be more important, benefiting from upper-hill recharge. In these zones, origin of groundwater may be very diverse, ranging from local to regional [Toth, 1963]. Well capture zones are governed by the competition between these local and regional circulations. In a homogeneous aquifer, balance between local and regional circulations is determined by the depth of the pumping well. The deeper the well, the more regional the circulations to the well. The depth of the well also influences the aquifer dynamics for increasing pumping rates. In the case presented in the previous sections, higher pumping rates yield a larger variability of the circulations to the well towards more local circulations (Figure 5-5). On the opposite, for a well much closer to the surface, we expect that increasing the pumping rate would increase the contribution of regional circulations.

The results of the fractured configurations show that structural heterogeneities can critically change the organization of the local and regional circulations. A sharp vertical structure of high hydraulic conductivity transforms the regional capture zone of the homogeneous configuration into a more local capture zone. By building a direct connection between shallow and deeper parts of the aquifer, it changes the direction of the hydraulic gradient in the vicinity of the well. Connectivity outcompetes the influence of the topographical gradient, yielding local circulations to a depth unusual for low topographical levels. Because of direct connectivity to the surface, capture zones are compact, their shape being strongly correlated to the shape of the connecting structure instead of being only correlated to the topography, and, in turn, display much shorter travel times.

The vertical connectivity also induces particular aquifer dynamics when pumping. As the hydraulic conductivity in the fracture is orders of magnitude higher than in the matrix, a drop in head in the well directly translates into (almost) the same drop in head at the surface. The outcrop of the fracture thus becomes a linear attractor towards the superficial circulations. This gives a lot of importance to the properties of

superficial groundwater systems. Both the topography and the weathered zone in this region become key controlling factors (Figure 5-7c-h). They can either orient the flows towards the fracture or divert them into highly local circulations, increasing the recharge of the fracture by regional circulations. The results also show that higher correlations between the topographical gradients and the fracture dip enhance faster and more local circulations to the well (cases with 45° dip fracture compared with cases with 90° dip fracture).

5.1.5 Conclusion

Our work provides theoretical insights in the understanding of groundwater flow to a well in hard rock aquifers. We build 9 models especially designed to determine the role of each of the compartments constituting a hard rock aquifer inspired by a typical crystalline aquifer located in France, and how they compete with the topography. A homogeneous model serves as a reference for the comparison of 8 models of increasing complexity made up of either a weathered zone or a fracture crosscutting the domain or both. Two different thicknesses of the weathered zone and two different dips of the fracture are considered to test the influence of these parameters on the capture zone.

The results show an extremely predominant role of the fracture. First, it creates a direct connection between the well and the surface, bringing local circulations deep in the aquifer where regional circulations would occur in a homogeneous case. Connectivity outcompetes the influence of the topographical gradient. Second, the fracture exerts a primary control with respect to the topography and the weathered zone, because the position of its outcrop determines where these two factors have a role. There, the topography and the weathered zone are key controlling factors. They can either orient the superficial flows towards the fracture or divert them into highly local circulations, thus enhancing the recharge of the fracture by regional circulations. Third, the fracture dip is an important parameter because when correlated to the topographical gradients, the fracture yields faster and more local circulations to the well. These three conclusions express the critical importance of the geometrical

parameters of the fracture for capture zone delineation. It makes it very challenging because of the very high uncertainty often associated with these parameters.

To extend this base towards a more general understanding, more complexity needs to be taken into account in the models. Considering models with several fracture zones is essential because hard rock aquifers are generally made up of different geological structures that may enrich the possible evolution of the capture zone under pumping conditions.

Acknowledgements

The French National Research Agency ANR is acknowledged for its financial funding through the MOHINI project (ANR-07-VULN-008) and for its contribution to the development of numerical methods through the MICAS project (ANR-07-CIS7-004).

5.2 Contrôles de l'impact d'un pompage dans une fracture sur les échanges eaux souterraines-eaux de surface

5.2.1 Introduction

L'exploitation des ressources en eau ne peut pas se faire sans impacter l'environnement : l'eau pompée est nécessairement soustraite aux écosystèmes en dépendant. La société ne pouvant cependant pas se passer de cette ressource, il s'agit de minimiser les impacts de l'exploitation.

La conscience de l'impact de l'exploitation sur l'environnement n'est pas nouvelle. Néanmoins, sa prise en compte dans la définition du débit raisonnable d'exploitation, le "safe yield", est récente. Au début du 20^è siècle, le safe yield a été défini comme étant la capacité maximale de productivité d'un aquifère. Ce concept a ensuite évolué pour considérer diverses contraintes : aspects économiques et légaux, qualité de l'eau, et enfin impacts environnementaux. Ce dernier point a amené la communauté à adopter le terme plus à la mode de "sustainable yield", l'adjectif *sustainable* étant dans cette optique mieux compris que l'adjectif *safe*. Une revue des définitions et des méthodes d'évaluation du safe ou sustainable yield peut être trouvée dans [Alley and Leake, 2004; Kalf and Woolley, 2005]. La Directive Cadre Européenne sur la politique de l'eau est un bon exemple de la prise de conscience du problème par les autorités politiques [Council, 2000]. On peut citer en exemple le paragraphe 41 : "For water quantity, overall principles should be laid down for control on abstraction and impoundment in order to ensure the environmental sustainability of the affected water systems".

Parmi les impacts environnementaux, une des préoccupations majeures est l'impact sur les relations eaux souterraines-eaux de surface [Sophocleous, 2002]. La raison est que les eaux souterraines exercent un contrôle important sur les eaux de surface, et par conséquent sur tous les services qui y sont liés : flux de base, écosystèmes aquatique, zones humides, récréation, érosion/transport de sédiments, etc. Dans

l'optique d'une exploitation durable de la ressource prenant en compte ces considérations, il apparaît donc nécessaire d'évaluer les impacts d'un pompage sur les échanges eaux souterraines-eaux de surface.

Nous abordons cette question dans le cadre des aquifères de socle, caractérisés par la présence de chemins d'écoulements préférentiels par le biais de fractures. Que change la présence de ces fractures sur l'impact du pompage par rapport à une configuration homogène ? Ce problème est tridimensionnel et dépend des paramètres naturels (topographie, géologie et recharge) et anthropiques (position et débit de pompage). Nous cherchons à caractériser l'influence de ces paramètres sur l'impact du pompage et à identifier les mécanismes qui en sont à l'origine. L'intérêt est immédiat en terme de gestion de la ressource en permettant de faciliter la recherche d'un point de pompage optimal pour des contraintes environnementales données, et en renseignant sur les impacts à considérer durant le pompage. Notons que l'objectif ici est d'étudier la physique des écoulements souterrains sous influence d'un pompage, sans porter de jugement de valeur sur l'impact du pompage. L'évaluation du caractère bénéfique ou néfaste des conséquences du pompage est une problématique différente faisant intervenir d'autres facteurs environnementaux et sociétaux.

5.2.2 Méthodologie

Bien que le phénomène physique considéré soit identique, la problématique de l'impact du pompage sur l'environnement est assez différente de la problématique de la zone d'appel. Elle pose d'autres questions, plus générales, orientées vers la compréhension de l'ensemble des modifications engendrées par le pompage. La comparaison entre le comportement du système à l'état naturel et son comportement sous contrainte du pompage est au cœur de la problématique. La question clé est la compréhension de la dynamique de la "capture" en fonction du débit et de la position du pompage. La capture est définie par le changement ΔR_0 du débit de recharge et le

changement ΔD_0 du débit de décharge induits par le pompage tels qu'ils balancent le débit de pompage P [Bredehoeft, 2002] :

$$\Delta R_0 - \Delta D_0 = P \quad (5-1)$$

ΔR_0 est positif et correspond soit à la création de zones de recharge où la nappe n'affleure plus ("décrochement"), soit à une création/augmentation de recharge au niveau de limites à charge imposée. ΔD_0 est négatif et correspond à une diminution du flux de décharge au niveau de limites à charge imposée, éventuellement jusqu'à 0. Les deux questions d'intérêt sont alors :

1. Quelle est la part d'augmentation de recharge ? Cette donnée illustre un effet "positif" du pompage en terme de stockage d'eau souterraine.
2. Quelle est la distribution spatiale de ces deux phénomènes ?

Pour répondre à ces questions, nous basons notre réflexion sur un modèle tridimensionnel purement virtuel à partir duquel nous construisons trois configurations : une configuration homogène et deux configurations avec une fracture. Les dimensions du domaine sont données sur la configuration homogène (Figure 5-8 (a)). Dans les deux autres configurations, une fracture verticale traverse tout le domaine. Elle est modélisée par un milieu poreux équivalent de conductivité hydraulique $K_f = 100K_m$ et de largeur 0.5 km. Les deux configurations diffèrent de par l'orientation de la fracture : 0°N pour l'une, soit dans le sens du gradient topographique régional (Figure 5-8 (b)), et 90°N pour l'autre, soit orthogonale au gradient topographique régional (Figure 5-8 (c)). La position du puits de pompage est repérée sur les illustrations par un ovale en surface. Il est situé sur les fractures, et le pompage est ponctuel à 100 m de profondeur. Cette situation correspond au captage d'une arrivée d'eau le long d'une fracture (fonctionnement classique dans le cadre de l'exploitation d'un aquifère de socle).

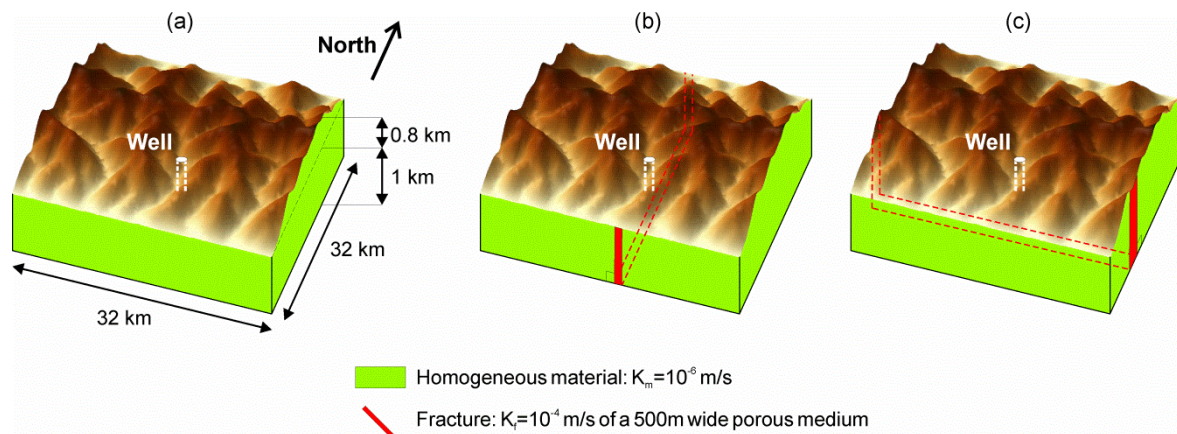


Figure 5-8 Domaine d'étude en configuration (a) homogène, (b) avec une zone fracturée $0^\circ N$, et (c) avec une zone fracturée $90^\circ N$.

L'aquifère est discrétisé par une grille régulière de résolution 500 m par 500 m en horizontal, et 10 m en vertical. Une recharge potentielle de $1.25 \cdot 10^{-8}$ m/s est appliquée en surface de la nappe. Afin d'évaluer l'impact du pompage, les simulations sont faites sous conditions naturelles (sans pompage) et sous conditions de pompage, en utilisant la plate-forme H2OLAB et les méthodes décrites dans le chapitre 2 pour la résolution des écoulements. La durabilité au sens strict impliquant de considérer les effets du pompage sans limite de temps, les simulations sont effectuées en régime permanent. Les quantités d'intérêt ici sont la recharge totale de l'aquifère, afin d'évaluer ΔR_0 , la distribution spatiale de la décharge de l'aquifère vers les eaux de surface, et la géométrie de la surface libre de la nappe. Classiquement, une augmentation de recharge ΔR_0 peut avoir deux origines. La première est le décrochement de zones d'affleurements de la nappe (du au rabattement), et la seconde est une recharge provenant d'une rivière modélisée par une charge imposée. Ce dernier mécanisme n'est pas considéré dans cette étude : seules les décrochements de la nappe peuvent entraîner une augmentation de recharge.

5.2.3 Résultats

5.2.3.1 Analyse de la surface libre de la nappe

La surface libre de la nappe est montrée Figure 5-9. Les Figure 5-9 (a-c) rappellent la topographie et la position de la fracture le cas échéant (pointillés blancs). En

conditions naturelles et pour le cas homogène, la Figure 5-9 (d) montre un résultat tout à fait cohérent avec la topographie, la surface libre de la nappe affleurant dans les zones de dépression topographique. Pour les cas avec fracture, les Figure 5-9 (e-f) montrent une nette dépression le long de la fracture. Cette dépression a pour origine les relations entre la conductivité hydraulique de la fracture et les conditions limites à charge imposée qu'elle intercepte. La forte conductivité hydraulique implique un gradient de charge très faible dans la fracture et les limites à charge imposée interceptées se propagent alors tout le long de la fracture. La fracture 0°N rencontre les limites nord et sud de la topographie, à une altitude de 0 m (Figure 5-10 (a)), alors que la fracture 90°N rencontre des limites topographiques au niveau de drains de hauteur intermédiaire, à une altitude de 25 m (Figure 5-10 (b)). Ces différentes conditions limites impliquent que la fracture 0°N engendre une dépression plus forte que la fracture 90°N. Dans les deux cas, la dépression de la surface libre de la nappe entraîne une diminution des zones d'affleurement qui est plus marquée pour la fracture 0°N. Dans ces zones, le contrôle géologique prend le dessus sur le contrôle topographique avec un réseau de drainage topographique moins apparent que pour le cas homogène.

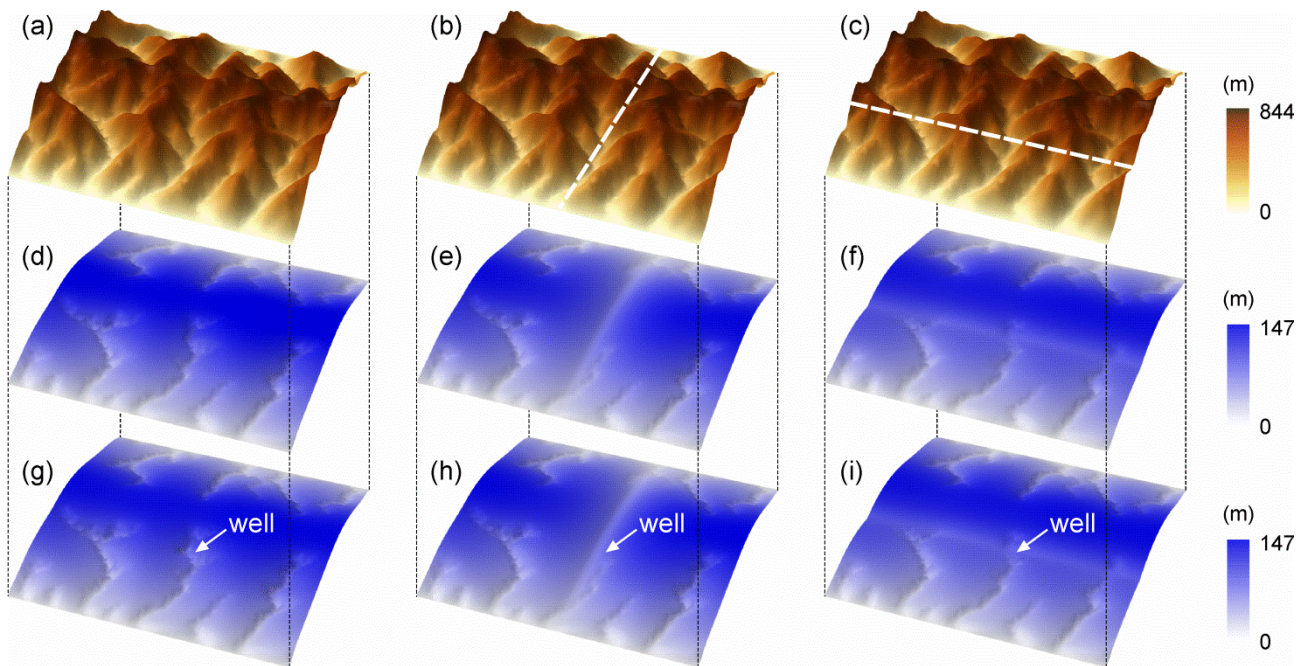


Figure 5-9 (a-c) Rappel de topographie et de la fracture le cas échéant pour les résultats de chaque colonne. (d-f) et (g-i) Surface libre de la nappe simulé respectivement sous conditions naturelles et sous conditions de pompage.

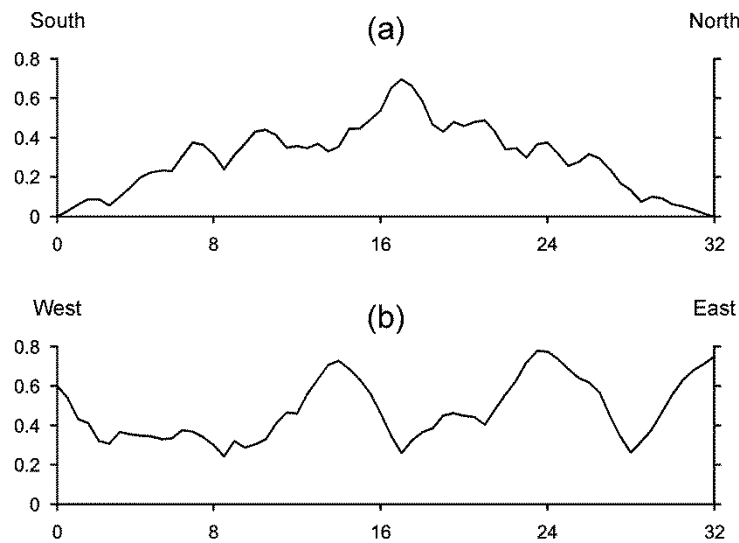


Figure 5-10 Profils topographiques de la surface du sol le long (a) de la fracture 0°N et (b) de la fracture 90°N (longueurs en km).

Sous contrainte du pompage, le cas homogène (Figure 5-9 (g)) montre un léger cône de rabattement autour du puits (à peine visible) alors que dans les cas avec fracture (Figure 5-9 (h-i)), le cône n'est pas du tout visible. Dans tous les cas, le faible ou inexistant cône de rabattement en surface de la nappe est dû aux caractéristiques du

pompage (ponctuel et en profondeur). Ce résultat permet de conclure que l'augmentation de recharge par mécanisme de décrochement des zones d'affleurement est négligeable : $\Delta R_0 = 0$. Le reste de l'analyse des résultats consiste alors à étudier la distribution spatiale de ΔD_0 , c'est à dire du débit de pompage P (équation (5-1)).

5.2.3.2 Décharge de l'aquifère : analyse distribuée

Les cartes des flux de décharge de l'aquifère en conditions naturelles exhibent le réseau de drainage formé (Figure 5-11 (a-c)). On retrouve les résultats de l'analyse de la surface libre de la nappe faite précédemment où le réseau de drainage est moins marqué le long des fractures. La représentation par cartes de décharge de l'aquifère est cependant beaucoup plus précise, permettant une analyse détaillée de la géométrie et de l'intensité des points de décharge de l'aquifère.

Alors que l'intensité de la décharge est globalement bien distribuée dans le cas homogène, les cas avec fracture présentent des points de très forte intensité localisés exactement à l'affleurement de la fracture (Figure 5-11 (b-c)). La fracture entraîne une répartition spatiale différente de la décharge de l'aquifère dans un certain périmètre autour de la fracture. Cette répartition est l'expression de chemins d'écoulement différents où la fracture joue le rôle de drain souterrain au dépend des drains surfaciques. La problématique sous-jacente de la distance d'influence de la fracture est abordée dans le paragraphe 5.2.4.

Les cartes de diminution de décharge induite par le pompage sont calculées par soustraction des cartes de décharge sous conditions de pompage aux cartes de décharge sous conditions naturelles (Figure 5-11 (d-f)). Le cas homogène montre que la diminution est globalement radiale autour du puits, s'atténuant rapidement avec la distance au puits (l'échelle de couleurs est logarithmique). Dans le cas avec fracture 0°N, la diminution est principalement localisée le long de la fracture, avec des pics d'intensité localisés dans les zones à forte décharge sous conditions naturelles. La diminution de la décharge est favorisée là où elle est fortement présente

naturellement. La dépression engendrée dans puits de pompage se propageant plus loin que dans le cas homogène, la décharge est forte diminuée à la fois dans le bassin versant topographique principal contenant le puits de pompage et dans les autres bassins traversés par la fracture. Dans le cas de la fracture 90°N, ce phénomène est moins prononcé loin du puits (notamment à l'Est), du à l'existence d'une zone de décharge naturelle directement à la verticale du puits (contrairement au cas de la fracture 0°N). Une composante radiale de l'impact autour du puits est observée dans tous les cas (homogène et fracture) avec cependant un impact moins important pour la fracture 90°N. Dans cette dernière configuration, le puits est localisé dans une zone de décharge naturelle et la dépression imposée par le pompage est alors moins forte et se propage moins loin.

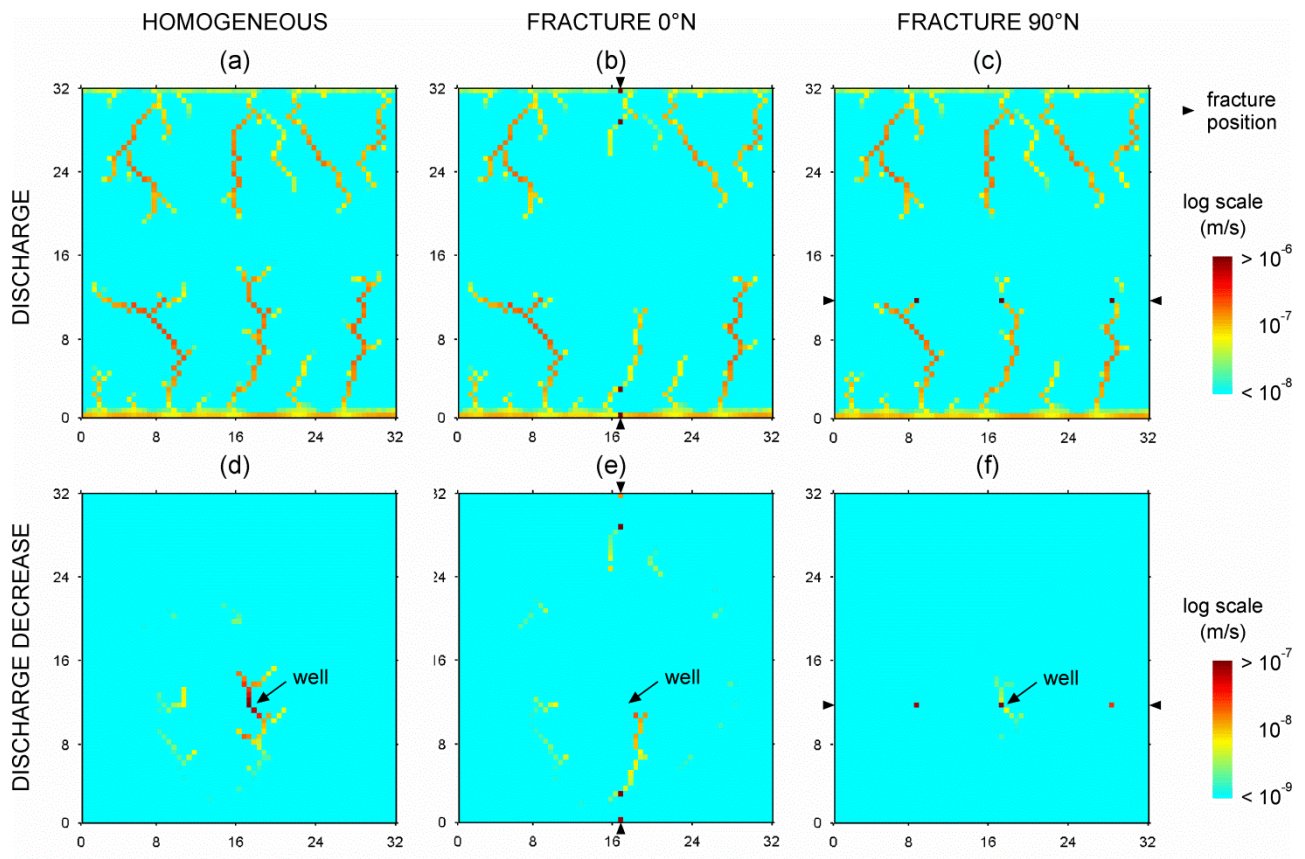


Figure 5-11 (a-c) Cartes des flux de décharge de l'aquifère en surface en m/s, pour les configurations mentionnées en haut des colonnes. (d-f) Cartes de diminution de décharge induite par le pompage en km/s pour les mêmes configurations qu'au-dessus.

5.2.3.3 Décharge de l'aquifère : analyse intégrée

L'analyse distribuée des résultats ne permet pas d'étudier quantitativement le débit global de décharge dans une zone. La variation sur plusieurs ordres de grandeur de l'intensité de points voisins ne permet pas de conclure quant au débit dans une zone donnée. Pour palier à ce problème de représentation, nous présentons dans ce paragraphe une analyse par débits, en intégrant les flux de décharge dans différents bassins versants topographiques.

La difficulté de l'analyse par débit est de définir la surface d'intégration des flux de décharge pour aboutir à une information plus intégrée que précédemment, tout en conservant une information spatiale. Les flux de décharge seront analysés par bassin versant topographique. Chaque point de la surface, ou point de discrétisation, définissant un bassin versant, nous proposons une analyse fonction de l'aire drainée pour tous les points de la surface. L'information est à la fois spatiale et métrique, les petites aires drainées donnant une information locale aux hauts de versant et les grandes une information intégrée à partir d'un point en aval.

Afin de faciliter l'interprétation, nous avons distingué trois grands bassins versants topographiques (Figure 5-12). Pour chacun d'entre eux, le débit de décharge naturelle de l'aquifère est tracé (Figure 5-13, carrés noirs et échelle sur l'axe de gauche) en fonction de l'aire drainée pour tous les points de la surface. Sur les mêmes graphiques est tracé la diminution de décharge induite par le pompage (croix rouges et échelle sur l'axe de droite). D_N et D_P représentent le débit de décharge sous conditions naturelles et sous conditions de pompage respectivement. Les résultats ont été normalisés par le débit de pompage Q . Le groupement des points par clusters reflète le saut d'aire drainée apparaissant lorsqu'une rivière s'agrège à une autre, chaque cluster correspondant à un segment de rivière entre deux jonctions. Une augmentation de l'aire drainée correspond à un déplacement de l'amont vers l'aval.

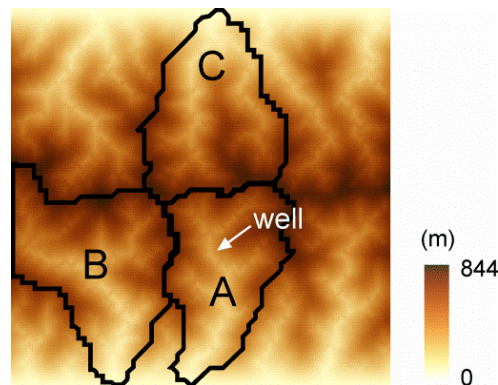


Figure 5-12 Les trois grands bassins versants considérés pour l'analyse intégrée.

Dans le cas homogène, la diminution induite par le pompage se situe principalement dans un segment de rivière ayant une aire drainée comprise entre 40 et 50 km², situé à l'aplomb du puits. Sa transition de 10% à 65% du débit de pompage explique donc 55% du débit de pompage. La décharge diminue aussi plus en aval, mais de manière moins marquée. La diminution de décharge représente 80% du débit de pompage dans l'ensemble du bassin A alors qu'elle en représente 10% dans le bassin B avec une répartition uniforme. Dans le bassin C, la diminution de décharge est faible (environ 3% du débit de pompage), et les 7% restant sont à attribuer aux zones non étudiés.

Dans le cas avec fracture 0°N, la diminution est très fortement corrélée à la décharge naturelle. Dans le bassin A, elle apparaît graduellement en fonction de l'aire drainée, correspondant au seul drain de décharge visible dans ce bassin (Figure 5-11 (b) et (e)), puis fait un saut pour une aire drainée presque égale à l'aire drainée totale du bassin A. Ce saut correspond au point de décharge principale de la fracture. La diminution de décharge représente 50% du débit de pompage dans le bassin A et 8% du débit de pompage dans le bassin B (légèrement moins que dans le cas homogène). Dans le bassin C, une nette diminution de décharge apparaît là où la fracture se décharge en surface, correspondant à presque 20% du débit de pompage. Au total, 78% du débit de pompage ont été analysés. La diminution extérieure aux bassins étudiés est donc bien plus importante que pour le cas homogène, et s'explique par un point subissant une diminution de décharge importante au Sud du domaine (point extérieur au bassin A, Figure 5-11 (e)).

Dans le cas avec fracture 90°N , la diminution induite par le pompage apparaît dans le même segment de rivière que pour le cas homogène, mais est extrêmement localisée. Un seul point explique quasiment 80% du débit de pompage alors que le reste du bassin n'est presque pas affecté. On observe le même comportement dans le bassin B, où un point explique 10% du débit de pompage. Dans le bassin C aucune diminution n'est observée, et les 10% restant sont expliqués par un point du grand bassin à l'Est du bassin A (Figure 5-11 (f)).

Il est intéressant de noter que le bilan par grand bassin est quasiment identique entre le cas homogène et le cas avec fracture 90°N , alors qu'il est assez différent pour le cas avec fracture 0°N . La fracture 90°N a pour effet de concentrer la diminution localement, mais ne change pas sa distribution grande échelle, contrairement à la fracture 0°N . Ce résultat s'explique par le fait que les points de décharge de la fracture sont situés dans les mêmes grands bassins que la zone d'influence du pompage du cas homogène.

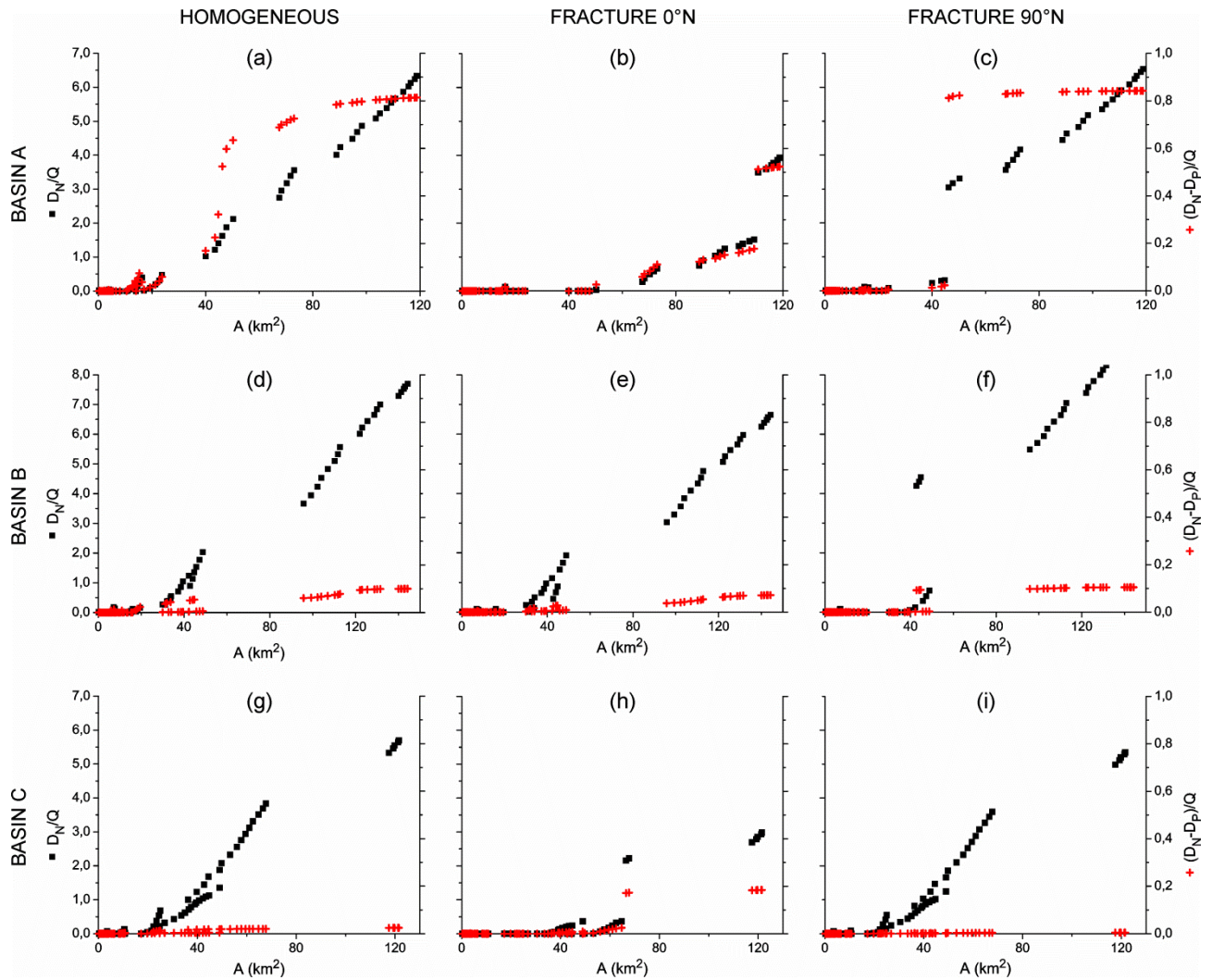


Figure 5-13 Débit de décharge naturelle et diminution du débit induite par le pompage, normalisés par le débit de pompage, dans les trois grands bassins (lignes) pour les trois configurations (colonnes).

5.2.4 Un modèle conceptuel

Les résultats montrent que quand le pompage a lieu dans une fracture, la décharge diminue principalement au niveau des points de décharge naturelle de la fracture.

Plusieurs questions se posent alors :

1. Comment localiser les points de décharge naturelle ?
2. Jusqu'à quelle distance du pompage un point de décharge naturelle peut-il être impacté ?

3. Comment prédire la répartition du débit de pompage entre les différents points de décharge naturelle ?

La première question trouve en partie réponse dans l'analyse de la surface libre de la nappe, où nous avons souligné que la fracture propage les conditions aux limites des points les plus bas de la topographie interceptés par la fracture. Cependant, cette réponse est incomplète. En effet, si on fait l'hypothèse d'une conductivité hydraulique infinie dans la fracture, on ne devrait avoir qu'un seul point de décharge, situé au point de plus basse topographie. Or, l'analyse des cartes de décharge révèle quatre points de décharge le long de la fracture 0°N , et trois le long de la fracture 90°N . Certains peuvent s'expliquer par une hauteur de topographie strictement identique (c'est le cas des extrémités du domaine dans la direction Nord-Sud), mais pas les autres. La conductivité hydraulique n'est effectivement pas infinie, impliquant un gradient non nul dans la fracture. L'identification d'un minimum local comme point de décharge dépend en fait non seulement de la conductivité hydraulique, mais aussi de tous les autres paramètres du système. En effet, la charge hydraulique dans la fracture dépend de la recharge directe issue des précipitations, et surtout de la recharge latérale par drainage du milieu environnant (la "matrice"). Cette recharge latérale est elle-même fonction de la recharge issue des précipitation, de la conductivité hydraulique de la matrice, et des drains de surface environnants.

Nous proposons un modèle conceptuel reprenant les éléments essentiels régissant le comportement du système. Le modèle est présenté Figure 5-14 sous conditions de pompage. Il est constitué d'une fracture reliant deux points de décharge N et S . A une certaine distance de chaque côté de la fracture, on considère un drain de surface parallèle à la fracture représenté par une limite à charge imposée. La fracture jouant également un rôle de drain, les écoulements en dehors de ces trois éléments sont majoritairement orthogonaux à l'axe NS et seront appelés « écoulements matriciels ». En négligeant la composante Nord-Sud des écoulements matriciels, et la composante Ouest-Est des écoulements dans la fracture, on peut alors réduire le modèle à ses coupes Ouest-Est dans la matrice, et Nord-Sud dans la fracture. Le système

tridimensionnel est ainsi simplifié en deux systèmes bidimensionnels, couplés à l'interface entre la fracture et la matrice.

Le couplage se fait par deux termes qui rendent les deux sous-systèmes interdépendants. Premièrement, par continuité, la charge hydraulique est égale dans la fracture et dans la matrice. Comme c'est une condition aux limites des écoulements dans la matrice, ces derniers sont donc dépendants des écoulements dans la fracture. Deuxièmement, la fracture étant rechargée latéralement par la matrice, l'écoulement dans la fracture est en retour dépendant de l'écoulement dans la matrice.

Concernant le pompage, puisqu'il a lieu dans la fracture qui présente une conductivité hydraulique élevée, la dépression engendrée dans la matrice est très faible. Dans le modèle conceptuel proposé, nous considérons que l'impact du pompage a lieu uniquement dans la fracture en négligeant la composante radiale de la dépression.

Le modèle proposé est générique à l'orientation de la fracture puisqu'il peut représenter aussi bien le cas de la fracture 0°N que le cas de la fracture 90°N dans les configurations traitées précédemment. Dans le cas de la fracture 0°N , l'analogie est évidente. Dans le cas de la fracture 90°N , bien que les drains de surface soit principalement orthogonaux à la fracture, ils jouent néanmoins leur rôle de drain à charge imposée. Le processus majeur est donc le même, justifiant l'analogie. L'analogie se justifie également au vue des résultats, autant sur la géométrie de la surface libre de la nappe que sur la concentration de la décharge en quelques points.

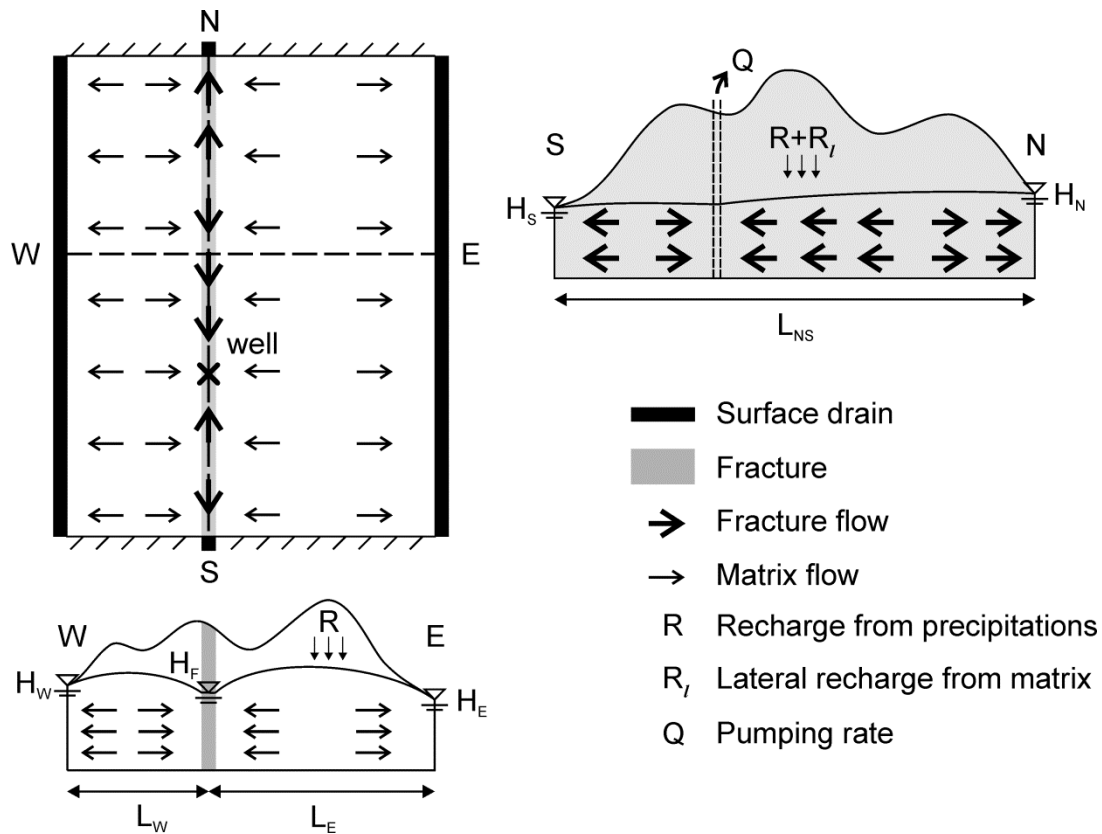


Figure 5-14 Modèle conceptuel des écoulements régionaux en présence d'une fracture/faille verticale.

Outre le fait de fournir une vision synthétique du fonctionnement du système, ce modèle conceptuel peut être utilisé pour deux objectifs radicalement différents. Le premier est la recherche d'une solution analytique approchée lorsqu'on connaît les conditions aux limites (les drains de surface). Le deuxième concerne l'étude de la distance d'influence de la fracture en fonction des paramètres du système, c'est à dire comment sont définies les conditions aux limites autour d'une fracture. Ces deux sujets sont abordés ci-après.

5.2.4.1 Une solution analytique approchée

Nous considérons ici le problème où les conditions aux limites sont connues. L'objectif est de voir comment le modèle conceptuel (Figure 5-14) peut être utilisé pour fournir une solution analytique approchée, et donc permettre d'étudier simplement l'influence des différents paramètres du système. Nous présentons ici une méthode

amenant à la solution analytique la plus simple possible. D'autres plus sophistiquées peuvent être établies, permettant de relaxer les hypothèses de simplification.

5.2.4.1.1 Découplage des écoulements matriciels

La conductivité hydraulique de la fracture étant très élevée, la surface libre de la nappe est très aplatie (exemples Figure 5-9). Nous proposons alors d'estimer la condition aux limites des écoulements matriciels côté fracture par une interpolation linéaire de la charge hydraulique entre H_S et H_N . Les écoulements matriciels sont ainsi découplés des écoulements dans la fracture.

5.2.4.1.2 Approximation 1D des écoulements

Dans chaque sous-système, nous faisons l'approximation des écoulements horizontaux (hypothèse de Dupuit). Nous faisons aussi l'hypothèse que la charge varie peu comparée à la hauteur d'eau de la nappe, afin de linéariser l'équation 1D. Cette dernière hypothèse n'est pas nécessaire mais simplifie la démonstration. On choisit l'axe X le long de l'axe Ouest-Est, avec pour origine la fracture, et l'axe Y le long de l'axe Sud-Nord, avec pour origine le point S . La charge hydraulique dans la partie Est du système est alors décrite par l'équation suivante :

$$T_m \frac{\partial^2 h_e}{\partial x^2} = -R \quad (5-2)$$

où h_e est la charge hydraulique dans la partie Est de la matrice [L], T_m est la transmissivité de la matrice [L^2T^{-1}], et R la recharge issue des précipitations [LT^{-1}]. L'équation est analogue dans la partie Ouest.

Dans la fracture, il faut rajouter le terme de recharge latérale issue de la matrice :

$$T_f \frac{\partial^2 h_f}{\partial y^2} = -(R + R_l) \quad (5-3)$$

où h_f est la charge hydraulique dans la fracture [L], T_f est la transmissivité de la fracture [L^2T^{-1}], et R_l la recharge latérale [LT^{-1}]. R_l est donnée par l'équation suivante :

$$R_l = K_m \frac{\partial h_e}{\partial x}(0) - K_m \frac{\partial h_w}{\partial x}(0) \quad (5-4)$$

où K_m est la conductivité hydraulique dans la matrice [LT^{-1}], et h_e et h_w sont respectivement la charge hydraulique dans la partie Est et Ouest [L].

En ajoutant les conditions aux limites (supposées connues ici), la description du système en équations est complète.

5.2.4.1.3 Résultats analytiques

La solution analytique de l'écoulement dans la fracture est alors triviale si R_l est constant le long de la fracture. Cela suppose que h_e soit constante selon Y , c'est-à-dire que H_E , H_W et H_F soient constantes selon Y . Sous ces hypothèses, les principaux résultats analytiques issus des équations précédentes sont donnés ci-après.

La charge hydraulique dans la matrice est

$$h_e(x) = -\frac{R}{2T_m}x^2 + \left(\frac{H_E - H_F}{L_E} + \frac{RL_E}{2T_m}\right)x + H_F \quad (5-5)$$

$$h_w(x) = -\frac{R}{2T_m}x^2 + \left(\frac{H_F - H_W}{L_W} - \frac{RL_W}{2T_m}\right)x + H_F \quad (5-6)$$

où H_F est approchée par

$$H_F = \frac{H_S + H_N}{2} \quad (5-7)$$

La recharge latérale de la fracture en provenance de la matrice est

$$R_l = K_m \left(\frac{L_E H_W + L_W H_E - (L_E + L_W) H_F}{L_E L_W} + \frac{(L_E + L_W) R}{2T_m} \right) \quad (5-8)$$

la charge hydraulique dans la fracture sous conditions naturelles (sans pompage) est

$$h_f(y) = -\frac{R + R_l}{2T_f}y^2 + \left(\frac{H_N - H_S}{L_{NS}} + \frac{(R + R_l)L_{NS}}{2T_f}\right)y + H_S \quad (5-9)$$

et la vitesse d'écoulement dans la fracture est

$$U_f(y) = -K_f \left(\frac{R + R_l}{T_f} y + \frac{H_N - H_S}{L_{NS}} + \frac{(R + R_l)L_{NS}}{2T_f} \right) \quad (5-10)$$

où K_f est la conductivité hydraulique de la fracture.

5.2.4.1.4 Exemples et discussion

En premier exemple, nous avons calculé la hauteur de nappe dans la fracture donnée par l'équation (5-9). Les valeurs des différents paramètres sont données Table 5-2 où les longueurs L_E et L_W sont les distances approchées entre la fracture et les drains parallèles (Figure 5-11 (b)) et où la hauteur des drains est prise à mi-hauteur de la topographie. Dans chacun des milieux, la transmissivité est calculée par multiplication de la conductivité hydraulique par la hauteur d'eau entre le fond du domaine et la charge imposée. Le résultat, tracé Figure 5-15 conjointement avec la topographie, montre deux points où la hauteur de nappe dépasse la surface du sol. Ces deux points correspondent exactement aux points de forte décharge de la fracture observés Figure 5-11 (b) en dehors des points limites. Le modèle permet donc de prédire les points de décharge qui apparaissent en dehors des minimums globaux stricts de la topographie.

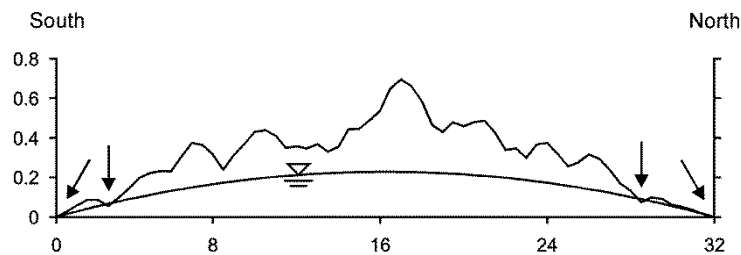


Figure 5-15 Hauteur de nappe dans la fracture 0°N calculée par approximation analytique, et profil topographique. Les flèches indiquent les points où la hauteur de nappe calculée dépasse la surface du sol.

En deuxième exemple, nous avons calculé la valeur approchée du flux de décharge au point le plus au Sud du cas avec fracture 0°N sous conditions naturelles, soit $-U_f(0)$. Le flux de décharge approché est de 3×10^{-6} m/s et la valeur "exacte" calculée par le modèle numérique est de 7×10^{-6} m/s. L'objectif recherché ici étant une cohérence

des ordres de grandeur, le résultat approché est tout à fait acceptable pour notre étude.

Matrix parameters							Fracture parameters				
R	L_E	H_E	L_W	H_W	K_m	T_m	L_{NS}	H_S	H_N	K_f	T_f
$1.25 \cdot 10^{-8}$	$8 \cdot 10^3$	400	$8 \cdot 10^3$	400	10^{-6}	$1400 K_m$	$32 \cdot 10^3$	0	0	10^{-6}	$1000 K_f$

Table 5-2 Valeur des paramètres pour l'application analytique (longueurs en mètres et temps en secondes).

Ces deux exemples amènent à deux conclusions principales. Premièrement, la solution analytique la plus simple, bien que faisant l'objet d'approximations importantes, donne le bon ordre de grandeur des résultats (flux et hauteur de nappe). Cette solution analytique peut alors être utilisée comme première approximation donnant l'influence des différents paramètres du système. Deuxièmement, le modèle conceptuel proposé est valide, indépendamment du développement ci-dessus. Des développements analytiques plus poussés peuvent être proposés (par exemple en relaxant l'hypothèse de linéarisation des écoulements 1D).

5.2.4.2 Distance d'influence de la fracture

Au paragraphe 5.2.3.2. nous avons soulevé la question suivante : "peut-on avoir une idée de la distance d'influence de la fracture ?". En d'autres mots, sur quelle distance la fracture va-t-elle prendre le dessus sur les drains de surface de par son rôle de drain souterrain ? Nous discutons ici l'influence des différents paramètres pour cette question, en basant notre réflexion sur le modèle conceptuel proposé (Figure 5-14).

La question concerne avant tout L_E , la distance entre la fracture et le premier drain de surface. Le point E est défini par le premier point où la nappe, s'élevant en réponse à la recharge, atteint la surface du sol. Il est donc solution d'un problème de surface libre en interaction avec la topographie. En découplant comme précédemment les écoulements dans la matrice des écoulements dans la fracture, et en considérant les écoulements 1D dans la matrice, on aboutit à un problème de surface libre 1D avec interaction avec la topographie. Une manière d'aborder le problème de manière semi-analytique est de parcourir la topographie en des positions discrètes dont on se sert

comme point limite test. A chaque point test, on utilise l'équation (5-5) pour calculer le flux en E . Le bon point limite E est atteint lorsque le flux en E est positif, signifiant qu'il y a exfiltration, et donc que le point est bien drainant. Ce procédé a été appliqué au cas de la fracture 0°N sur un profil topographique moyenné sur Y . La procédure et le résultat sont illustrés par la Figure 5-16 où l'on obtient une distance L_E de 9.5 km, proche de l'estimation visuelle donnée par la Figure 5-11 (b) et confirmant la validité de l'approche.

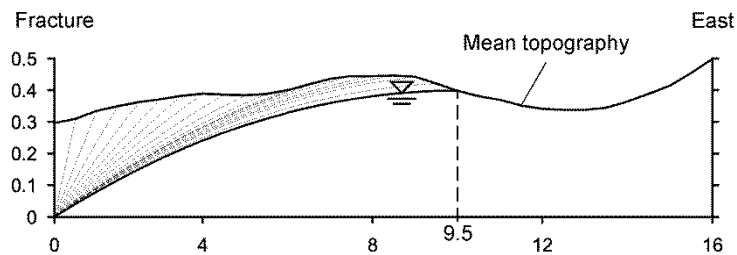


Figure 5-16 Hauteurs de nappe dans la matrice calculées au cours de la procédure (lignes discontinues sauf celle donnant la solution) permettant d'estimer la distance d'influence de la fracture 0°N en se basant sur la topographie moyenne (longueurs en km).

5.2.5 Conclusion

L'étude de la distribution spatiale des zones de décharge d'un aquifère avec une fracture verticale traversant tout le domaine a révélé les conclusions suivantes.

- La fracture contrôle les variables hydrauliques le long de son affleurement, notamment la charge hydraulique avec une nette dépression de la surface libre de la nappe. Cette dépression est engendrée par la propagation des conditions aux limites topographiques les plus basses interceptées par la fracture. La propagation est due à la forte conductivité hydraulique de la fracture, qui implique un très faible gradient.
- Due à cette dépression, la fracture joue le rôle de drain souterrain, au dépend des drains surfaciques à son voisinage. Exactement à l'affleurement de la fracture sont localisés quelques points de décharge de forte intensité.
- La diminution de décharge induite par un pompage dans une fracture est localisée au niveau des points de décharge de forte intensité. La connaissance

du fonctionnement du système en conditions naturelles est donc primordiale pour pouvoir prédire l'impact du pompage.

- Ces conclusions sont valables quelque soit l'orientation de la fracture.

Nous avons ensuite proposé un modèle conceptuel reprenant les éléments essentiels régissant le comportement du système. La principale idée de ce modèle est de réduire la dimensionnalité du système et est justifiée par le rôle de drain de la fracture. Ce modèle permet avant tout de donner une image claire et synthétique du fonctionnement des écoulements régionaux en présence d'une fracture verticale traversante. Une étude analytique simplifiée a permis de démontrer la validité de l'approche et d'illustrer les capacités de prédiction quantitative du modèle, dont un exemple est la localisation des points de décharge naturelle de la fracture. Nous avons également utilisé ce modèle conceptuel pour proposer une approche intuitive du problème fortement non-linéaire qu'est l'estimation de la distance d'influence de la fracture.

Chapitre 6 : Discussion, conclusion et perspectives

6.1 Discussion

6.1.1 Rôle de la topographie sur les écoulements souterrains

La topographie exerce un contrôle évident sur les écoulements souterrains puisqu'elle est responsable du gradient hydraulique naturel. Son rôle, cependant, est complexe. De par ses variations, elle crée des circulations souterraines à plusieurs échelles. Les chapitres 4 et 5 démontrent que la compréhension de la formation de ces circulations à plusieurs échelles est primordiale pour l'étude des écoulements souterrains et de leurs propriétés. La problématique fondamentale consiste alors à identifier les échelles de variations influençant les écoulements souterrains, et de déterminer quels sont leurs impacts.

Lorsque le ratio de la recharge sur la conductivité hydraulique est relativement fort, la nappe est haute et la majorité des longueurs d'onde de variation de la topographie ont une influence sur les écoulements. Le degré de contrôle topographique peut être estimé par le critère de [Haitjema and Mitchell-Bruker, 2005] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{RL^2}{mKH z_{TM}} > 1 : \text{contrôle topographique} \\ \frac{RL^2}{mKH z_{TM}} < 1 : \text{pas de contrôle topographique} \end{array} \right. \quad (6-1)$$

avec :

- R la recharge [LT^{-1}] ;
- L la longueur du système [L] ;
- K la conductivité hydraulique [LT^{-1}] ;
- H l'épaisseur moyenne de la nappe [L] ;
- z_{TM} l'élévation maximale de la topographie [L] ;
- m un paramètre fonction de la dimensionnalité du système ($8 < m < 16$) [-].

Ce critère donne un premier ordre de grandeur du contrôle topographique, mais n'en fournit pas une mesure. En effet, il est basé sur la seule comparaison d'une élévation théorique de la surface libre de la nappe avec la hauteur maximale de la topographie et ne prend pas en compte l'interaction avec la topographie. L'indicateur ne représente aucun élément physique réel du système. Il est en outre basé sur l'hypothèse de Dupuit, expliquant notamment le H au dénominateur. Si l'épaisseur de la nappe est non négligeable, nous avons vu au Chapitre 3 que la longueur d'affleurement peut atteindre un régime asymptotique qui ne dépend plus de H . Dans ces conditions, le critère de *Haitjema* n'est plus valide. Le contrôle topographique sur les écoulements souterrains s'opérant par les zones d'affleurement de la nappe, la surface de ces zones est une expression réelle du contrôle topographique sur les écoulements. Les travaux sur l'estimation de la longueur d'affleurement présentés au Chapitre 3 sont pertinents dans cette optique.

La question de l'influence de la topographie sur les écoulements est difficile car elle nécessite l'évaluation des structures tridimensionnelles du champ de vitesses. L'identification de la profondeur des systèmes d'écoulements liée aux variations locales de la topographie est une question centrale. Le travail de *Zijl* [*Zijl*, 1999] sur la décomposition en série de Fourier de la topographie fournit une réflexion intéressante sur le sujet. Cependant, ce travail étant basé sur l'hypothèse selon laquelle la surface libre de la nappe est une réplique de la topographie, les résultats ne sont pas directement applicables. Cette problématique, à l'origine de notre travail sur la localisation de l'écoulement (Chapitre 3), mérite d'être développée (voir paragraphe 6.3).

6.1.2 Influence de la géologie des domaines de socle sur les écoulements souterrains

La géologie particulière des domaines de socle module le contrôle topographique. Le Chapitre 4 a notamment révélé qu'une diminution de la recharge pouvait entraîner une augmentation locale des flux en profondeur. Ce comportement est dû à la couche superficielle altérée (plus perméable). Cette couche superficielle entraîne aussi un développement plus important des systèmes d'écoulements locaux (Chapitre 5). La

compréhension fine des paramètres contrôlant le rôle de cette couche constitue donc une question de recherche pertinente. Le Chapitre 5 met aussi en lumière les impacts d'une fracture sur les écoulements souterrains à l'échelle régionale. Celle-ci draine les flux sur de longues distances aux dépens des autres systèmes d'écoulements. Ses propriétés géométriques sont des paramètres clés influençant largement les circulations. Le contrôle topographique est largement diminué autour de la fracture, appelant alors au développement de modèles conceptuels spécifiques. Celui proposé au paragraphe 5.2 reflète les propriétés essentielles de ce type de système. Son étude mérite d'être étendue, notamment par des résolutions analytiques permettant d'évaluer en détails le contrôle des différents paramètres.

6.2 Conclusion générale

Dans le cadre de l'évaluation de la durabilité de la ressource en eau souterraine, mes travaux de thèse ont principalement porté sur les aquifères en domaine de socle sous hypothèse de contraintes stationnaires.

Le contexte actuel de pressions grandissantes sur les aquifères justifie l'adoption de politiques de gestion durable des aquifères (Chapitre 1). Que ce soit pour les aquifères en général, ou pour les aquifères de socle en particulier, des modèles conceptuels théoriques sur leur fonctionnement sont nécessaires. L'approche théorique classique des écoulements souterrains à l'échelle régionale sous condition de charge hydraulique imposée au niveau de la surface de la nappe ne fournit pas un cadre de travail pertinent pour l'évaluation de la durabilité des aquifères. Pour répondre à cette problématique, nous proposons de développer des modèles conceptuels sous conditions de surface libre.

Comme exposé dans le Chapitre 2, le développement collaboratif est particulièrement adapté pour élaborer une plate-forme de modélisation basée sur plusieurs outils informatiques et numériques (allant de la résolution de l'équation de la diffusion jusqu'à l'analyse des écoulements). Le principal outil développé pendant ma thèse est une méthode de résolution du problème à surface libre en milieux poreux. La précision

de cette méthode la rend particulièrement adaptée à la modélisation en hydrogéologie. Etant basée sur la méthode des volumes finis, elle est en outre localement conservative en flux et intuitive d'approche. La procédure de modification locale du maillage simplifie le traitement de cas hétérogènes et la convergence est plus rapide qu'en réalisant une adaptation globale.

Cette nouvelle méthode de résolution a notamment permis l'étude d'un bassin élémentaire, représentatif d'un bassin hydrogéologique de premier ordre idéalisé et isolé du système d'écoulement régional (Chapitre 3). Dans le cas d'une coupe 2D-verticale et d'une topographie linéaire, une étude adimensionnelle approfondie a permis d'identifier les paramètres adimensionnels contrôlant la longueur d'affleurement de la nappe, le débit de décharge et la structure des écoulements. Pour de larges gammes de valeurs de ces paramètres, le comportement des écoulements est caractérisé par des formules analytiques macroscopiques. Cette première étude d'un système simple constitue une base riche et pertinente pour aborder des systèmes régionaux plus complexes.

Les flux et l'âge de l'eau sont des propriétés clés des aquifères profonds qui peuvent être influencé par les changements climatiques. En focalisant notre étude sur les aquifères profonds typiques de la Bretagne, nous aboutissons à plusieurs conclusions (Chapitre 4). D'un point de vue quantitatif, les changements climatiques actuels semblent n'impacter que faiblement les flux profonds. Cependant, les flux sous conditions climatiques des dernières glaciations montrent des différences notables. L'étude a aussi révélé que sous certaines conditions la non linéarité introduite par la présence d'une couche superficielle plus perméable peut impliquer une augmentation locale des flux en profondeur.

Enfin, dans une optique d'exploitation des aquifères de socle, une partie de mes travaux ont porté sur les problématiques de pompage dans une fracture (Chapitre 5). La fracture transforme dramatiquement le système d'écoulement en agissant comme un drain souterrain. Les structures géologiques et la topographie à l'affleurement de la fracture sont alors déterminantes pour la forme de la zone d'appel et pour les temps de transfert. Notre étude a permis d'évaluer et de localiser l'impact d'un pompage

dans une fracture sur la décharge en surface. La diminution de cette dernière a majoritairement lieu au niveau des points de décharge principaux de la fracture, justifiant la définition d'un nouveau modèle conceptuel. En plus de prendre en compte les éléments déterminants du fonctionnement du système pour la présente problématique, ce modèle offre une approche analytique du problème.

Les avancées numériques et physiques présentées précédemment ont contribué à approfondir notre compréhension des écoulements à l'échelle régionale. Les conclusions mises en évidence pour les aquifères de socle sont génériques et révélatrices du comportement des aquifères en général. En particulier, l'influence de la géologie des domaines de socle est un élément clé de ces systèmes. Les premières conclusions développées dans mon travail de thèse ouvrent de nombreuses perspectives de recherche dont l'intérêt est détaillé ci-après.

6.3 Perspectives

La nouvelle méthode numérique proposée pour les écoulements à surface libre en milieux poreux permet de palier les problèmes rencontrés avec les méthodes classiquement existantes. Afin d'élargir son applicabilité et d'augmenter sa pertinence pour la modélisation en hydrogéologie, la théorie de cette méthode sera étendue aux régimes transitoires. En s'appuyant sur la modélisation de sites réels, elle sera ensuite validée et comparée (en termes de résultats et de performances) avec les logiciels classiquement utilisés (MODFLOW [McDonald and Harbaugh, 1988], FEFLOW [Trefry and Muffels, 2007]).

Les conclusions concernant le comportement du bassin élémentaire (Chapitre 3) constituent une base pertinente et encourageante pour une analyse plus approfondie et étendue. Principalement, l'étude d'une coupe 2D-verticale et une topographie linéaire pourra être élargie à des topographies non monotones et en trois dimensions. La base de résultats théoriques du bassin élémentaire sera aussi utilisée pour la compréhension des écoulements régionaux/continentaux. L'objectif est de caractériser analytiquement les limites entre les systèmes d'écoulement d'échelles différentes et

d'évaluer l'impact des différents paramètres sur ces limites. Intuitivement, le critère de localisation des écoulements dans le bassin élémentaire fournit une première approximation qui doit être vérifiée dans les bassins composites.

Les échanges souterrains interbassins sont reconnus pour être une composante importante du cycle hydrologique de par la composition chimique différente due à un chemin d'écoulement plus long. La méthodologie de bilan de flux en fonction de l'aire drainée, présentée au Chapitre 5, est pertinente de par sa capacité à estimer les gains et les déficits en comparaison à la recharge potentielle sur l'aire drainée considérée. Cette nouvelle méthode est prometteuse pour de futures études en ce sens.

Le travail effectué pendant cette thèse a permis d'identifier les principaux mécanismes de fonctionnement des aquifères de socle et d'éléments clés liés à leur gestion. Les résultats obtenus ont mis en évidence l'intérêt d'une étude générique, envisageable sous la forme d'une analyse paramétrique adimensionnelle. Elle devra porter sur les paramètres tels que le pendage de la fracture, l'épaisseur de la couche altérée, la corrélation entre les interfaces géologiques et la topographie de la surface du sol et la position du pompage. Ces études adimensionnelles pourront être complexifiées de manière croissante considérant d'autres éléments importants du milieu naturel (présence de plusieurs fractures, puis de réseaux de fractures...).

L'identification des paramètres clés pour les systèmes étudiés et l'évaluation de leur impact traitent, de manière indirecte, la thématique de l'incertitude en hydrogéologie. Cette problématique, commune à tous les domaines d'études concernant le milieu naturel, inclut la propagation d'incertitudes et l'analyse de risques. Les méthodologies et résultats de cette thèse ouvrent de larges perspectives pour la recherche de méthodes d'analyses innovantes et des résultats pertinents pour les aquifères de socle qui sont spécialement sujets aux incertitudes structurelles.

Pour faciliter son aboutissement et sa compréhension, la présente étude a été limitée en termes des phénomènes pris en compte. Cependant, au vu des résultats obtenus, de nouveaux travaux pourraient être développés en considérant par exemple les effets

engendrés par une variabilité spatiale de la recharge, ou encore la prise en compte de l'alimentation de la nappe par les rivières ("return flow").

Enfin, les résultats théoriques du Chapitre 3 ouvrent des perspectives bien plus larges que l'étude pure des écoulements souterrains. La mise en évidence de paramètres et phénomènes clés pour ces écoulements remet en question les hypothèses simplificatrices de modèles classiques largement utilisés. En particulier, le modèle TOPMODEL, très largement utilisé dans les modèles hydrologiques intégrés [Beven, 2004; Habets *et al.*, 2010], est basé sur une forte simplification des écoulements souterrains. A notre connaissance, l'erreur induite par ce choix de modélisation n'a pas été analysée de manière théorique, alors qu'elle est potentiellement non négligeable et peut se répercuter sur les bilans à l'échelle globale. Les méthodes et résultats présentés dans cette thèse permettront alors d'évaluer les potentielles erreurs de modélisation et leurs impacts sur la qualité des études.

Liste des figures

Figure 1-1 Identification de la problématique abordée dans cette thèse dans un diagramme DPSIR pour la ressource en eau (modifié après [EEA, 2003]).	14
Figure 1-2 Problématique scientifique générale : quels modèles conceptuels pour l'évaluation de la durabilité des aquifères?	16
Figure 1-3 Modèle conceptuel d'aquifère de socle d'après [Wyns et al., 2004].	19
Figure 1-4 Les écoulements souterrains régionaux d'après Tóth [Toth, 1963].	21
Figure 1-5 Géométrie et recharge effective (R_a) d'un aquifère pour différentes valeurs de conductivité hydraulique et une même condition de recharge potentielle (R_p) [Haitjema and Mitchell-Bruker, 2005].	22
Figure 2-1 Architecture de la plate-forme H2OLAB.	30
Figure 2-2 Contrôle de version pour le développement collaboratif.	31
Figure 2-3 Procédure de tests de non régression dans la plate-forme H2OLAB.	32
Figure 2-4 Deux mailles ayant une face commune et dont les nœuds satisfont la condition d'orthogonalité.	35
Figure 2-5 (a) Diagramme de classes UML (Unified Modeling Language) simplifié du module générique de résolution de l'équation de diffusion par la méthode des volumes finis, et son implémentation par les modules de calcul du flux dans les milieux poreux et dans les réseaux de fractures 2D. (b) Exemples de maillages traités.	37
Figure 2-6 Principle of the free surface cell adaptation. (a) Initial cells and free surface. (b) Adaptation of the control volume without move of the computational node (method A1). (c) Adaptation of the control volume with move of the computational node (method A2).	45
Figure 2-7 Method for deactivating "air" cells: location of the free surface given by the height function represented by crosses (a), and corresponding deactivation of cells (gray-colored) in the basic method (b).	46

Figure 2-8 Possible cases of free surface interpolation based on the height function (left) leading to different local adaptations in method A1 (right).	48
Figure 2-9 Possible cases of free surface interpolation based on the height function (left) leading to different local adaptations in method A2 (right).	51
Figure 2-10 Presentation of the rectangular dam problem and of the regular finite volume mesh used.....	55
Figure 2-11 Position of the free surface obtained with the three methods compared with the analytical solution for the homogeneous rectangular dam, with a mesh of 9x16 cells.	56
Figure 2-12 Effect of the mesh size on the convergence for the three methods.	58
Figure 2-13 Effect of the mesh size on the convergence towards the analytical solution for the three methods.	60
Figure 2-14 Position of the free surface found in a heterogeneous dam with method A2 for two different horizontal discretizations ($Dy=0.25$ m in both cases) and compared with those of Oden and Kikuchi using the extended pressure formulation [Oden and Kikuchi, 1980], Lacy and Prevost [Lacy and Prevost, 1987] and Darbandi et al. [Darbandi et al., 2007].....	63
Figure 2-15 3D heterogeneous rectangular dam. Light grey: hydraulic conductivity K_1 . Dark grey: hydraulic conductivity K_2 , with $K_2=0.1K_1$	64
Figure 2-16 Free surface obtained by the three methods for the case of the 3D heterogeneous rectangular dam of Figure 2-15. (a) Basic method. (b) Method A1. (c) Method A2.....	65
Figure 2-17 : Finite volumes in the general case.....	71
Figure 2-18 Procédure d'adaptation des conditions aux limites lorsque la nappe intercepte la topographie au cours des itérations de surface libre.....	73
Figure 2-19 Localisation de la vitesse sur les bords "positif" et "négatif" dans une direction quelconque * (X , Y ou Z).....	75

Figure 2-20 Exemple de simulation dans une partie d'un bassin versant homogène avec une recharge potentielle uniforme unitaire appliquée en surface. La topographie est dessinée en transparence sur les variables résultats. La nappe affleure dans les bas topographiques, créant les zones de décharge. On peut identifier facilement la rivière principale du bassin, dont l'exutoire principal est en bas à gauche dans cette vue..... 76

Figure 2-21 Exemples de stream lines générées en injectant les particules selon la méthode décrite dans ce paragraphe. (a) Cas test 2D utilisé par Jones et al. [Jones et al., 2001]. (b) Cas test 2D avec surface libre. (c) Vue du dessus de l'exemple 3D de la Figure 2-20 (500 stream lines)..... 80

Figure 3-1 Bassin élémentaire idéal. 84

Figure 3-2 Schématisation du bassin élémentaire 2D-vertical..... 87

Figure 3-3 Illustration du bassin élémentaire 2D-vertical avec topographie linéaire, du maillage utilisé (grossi) et du champ d'écoulement. Le maillage est plus raffiné proche de l'exutoire. Dans cette région, la norme de la vitesse est plus élevée. 89

Figure 3-4 Influence de la profondeur du substratum sur la longueur d'affleurement dans un cas 2D avec une topographie linéaire. (a) Résultats pour $s_0 = 0.1$ et différentes valeurs de KR . (b) Résultats pour $KR = 100$ et différentes valeurs de s_0 . Les lignes discontinues montrent l'approximation par un régime linéaire en fonction de dL puis un régime indépendant de dL . La projection sur l'axe des abscisses du point d'intersection de ces deux régimes définit la profondeur caractéristique d'influence ilO (un exemple est donné pour $KR = 63$ et pour $s_0 = 0.063$). 91

Figure 3-5 Couples $s_0 - 1RK; lol$ pour $dL = 1.2$ (régime asymptotique atteint). A chaque valeur de $s_0 - 1RK$ sont tracés 11 couples différents (la plupart sont confondus) correspondant à des combinaisons de $s_0 \in 0.01; 0.1$ et $KR \in 100; 106$. 92

Figure 3-6 Couples $s_0 - 2RK; lol$ pour $d = 0$ (régime de transmissivité minimale). A chaque valeur de $s_0 - 2RK$ sont tracés 11 couples différents (la plupart sont confondus) correspondant à des combinaisons de $s_0 \in 0.01; 0.1$ et $KR \in 100; 106$. 93

Figure 3-7 Couples $s_0 - 2RK; \zeta s_0$ du régime pré-asymptotique. A chaque valeur de $s_0 - 2RK$ sont tracés jusqu'à 11 couples différents (la plupart sont confondus) correspondant à des combinaisons de $s_0 \in 0.01; 0.1$ et $KR \in 100; 106$	94
Figure 3-8 Couples $s_0 - 1RK; iLOL$. A chaque valeur de $s_0 - 1RK$ sont tracés jusqu'à 11 couples différents (la plupart sont confondus) correspondant à des combinaisons de $s_0 \in 0.01; 0.1$ et $KR \in 100; 106$	95
Figure 3-9 Influence de la profondeur du substratum imperméable sur le débit de l'aquifère dans un cas 2D avec une topographie linéaire. (a) Résultats pour $s_0 = 0.1$ et différentes valeurs de KR . (b) Résultats pour $KR = 100$ et différentes valeurs de s_0 . Les lignes discontinues rapprochées montrent l'approximation par un régime linéaire en fonction de dL puis un régime indépendant de dL . La projection sur l'axe des abscisses du point d'intersection de ces deux régimes définit la profondeur caractéristique d'influence iQ (un exemple est donné pour $KR = 63$ et pour $s_0 = 0.063$). Les lignes discontinues plus écartées représentent $1 - lol$, soit le débit normalisé s'infiltrant dans la partie où la nappe n'affleure pas.....	96
Figure 3-10 Couples $s_0 - 1RK; QRL$ et $s_0 - 1RK; 1 - lol$ pour $dL = 1.2$ (régime asymptotique atteint). A chaque valeur de $s_0 - 1RK$ sont tracés 11 couples différents des deux quantités (la plupart sont confondus) correspondant à des combinaisons de $s_0 \in 0.01; 0.1$ et $KR \in 100; 106$ (sauf pour $s_0 - 1RK > 2$ où les couples $s_0 - 1RK; 1 - lol$ ne sont pas représentés).....	97
Figure 3-11 Couples $s_0 - 2RK; QRL$ et $s_0 - 2RK; 1 - lol$ pour $dL = 0$ (régime de transmissivité minimale). A chaque valeur de $s_0 - 2RK$ sont tracés 11 couples différents des deux quantités (la plupart sont confondus) correspondant à des combinaisons de $s_0 \in 0.01; 0.1$ et $KR \in 100; 106$ (sauf pour $s_0 - 2RK > 20$ où les couples $s_0 - 2RK; 1 - lol$ ne sont pas représentés).	98
Figure 3-12 Couples $s_0 - 2RK; \eta s_0 R$ et $s_0 - 2RK; -\zeta s_0$ du régime pré-asymptotique. A chaque valeur de $s_0 - 2RK$ sont tracés jusqu'à 11 couples différents des deux quantités (la plupart sont confondus) correspondant à des combinaisons de $s_0 \in 0.01; 0.1$ et $KR \in 100; 106$	99

Figure 3-13 Couples $s_0 - 1RK; iQL$ et $s_0 - 1RK; iOL$. A chaque valeur de $s_0 - 1RK$ représentée sont tracés jusqu'à 11 couples différents des deux quantités (la plupart sont confondus) correspondant à des combinaisons de $s_0 \in 0.01; 0.1$ et $KR \in 100; 106$.	100
Figure 3-14 Influence de la profondeur du substratum imperméable sur la localisation des écoulements ($S_2 \times dL$) dans un cas 2D avec une topographie linéaire. (a) Résultats pour $s_0 = 0.1$ et différentes valeurs de KR . (b) Résultats pour $KR = 100$ et différentes valeurs de s_0 . Les lignes en tirets rapprochés montrent l'approximation par un régime linéaire en fonction de dL puis un régime indépendant de dL . La projection sur l'axe des abscisses du point d'intersection de ces deux régimes définit la profondeur caractéristique d'influence iS_2 (un exemple est donné pour $KR = 63$ et pour $s_0 = 0.063$).	101
Figure 3-15 Couples $s_0 - 1RK; S_2 \times dL$ pour $dL = 10$ (régime asymptotique atteint). A chaque valeur de $s_0 - 1RK$ représentée sont tracés 11 couples différents (la plupart sont confondus). Les lignes pointillées indiquent l'approximation du résultat par deux lois puissances et un régime constant.	102
Figure 4-1 Conceptual model of deep groundwater circulation under (A) high recharge rates and (B) low recharge rates.	110
Figure 4-2 (A) Plan view of the area, elevation and boundary conditions. (B) Vertical cross-section.	112
Figure 4-3 View of the effective draining cells in function of different recharge values (R).	116
Figure 4-4 Spatial distribution of groundwater pathway lengths (m) across the modelled area and according to different input recharge rates. The data is plotted for each particle starting point.	117
Figure 4-5 Probability Density Functions of pathway length and travel times, calculated using the model and particle tracking. A single particle has been placed at the top of	

the water table in each of the 34617 cells covering the domain, and the pathway to the discharge point has been simulated.....	118
Figure 4-6 Distribution of fluxes through the area. (A) Upwards vertical fluxes through the different layers. Layer 1 is the layer just below the ground surface. Layer 30 is the deepest layer. (B) Fluxes through the different layers, expressed as a percentage of total recharge. (C) Distribution of vertical fluxes in layer 12 (about 150 m deep).	122
Figure 4-7 Groundwater age in function of depth calculated with the homogeneous model $K_1/K_2=1$, and an input recharge of 300 mm/yr.....	123
Figure 4-8 Median (P50) of groundwater age in downward and upward flux zones for different values of input recharge rate (homogeneous model).	123
Figure 4-9 Probability Density Functions of pathway length and travel times, calculated using a heterogeneous model ($K_1/K_2=1000$) and particle tracking.	125
Figure 4-10 Distribution of fluxes through the area for a heterogeneous model ($K_1/K_2=10^3$). (A) Upwards vertical fluxes through the different layers. Layer 1 is the layer just below the ground surface. Layer 30 is the deepest layer. (B) Fluxes through the different layers, expressed as a percentage of total recharge.	127
Figure 4-11 Distribution of vertical fluxes in layer 12 (about 150 m deep), according to 4 different degree of heterogeneity. K_1 and K_2 are the hydraulic conductivity in the shallow and bedrock units, respectively.	128
Figure 4-12 Spatial distribution of the ratio between fluxes calculated with an input recharge of 100 mm/yr and 300 mm/yr ($Q^{R=100}/Q^{R=300}$), in layer 12 of a heterogeneous model with $K_1/K_2=10^3$	129
Figure 4-13 Groundwater age in function of depth calculated with the heterogeneous model $K_1/K_2=10^3$, and an input recharge of 300 mm/yr.	130
Figure 4-14 Median (P50) of groundwater age in downward and upward flux zones for different values of input recharge rate.	130
Figure 4-15 Averaged slope as a function of the upward draining area calculated for the modelled area. The red dotted line shows the size of the 1st order basin.	135

Figure 5-1 Ploemeur aquifer. (a) Site localisation (Brittany, France). (b) Conceptual model [Le Borgne et al., 2006]. (c) Air-lift flow [Touchard, 1999].	143
Figure 5-2 Geological configurations used in this study.	144
Figure 5-3 Topography (top view) and horizontal dimensions of the synthetic configurations.....	146
Figure 5-4 Surface capture zone of the well cell marked by a cross in the homogeneous case (H) under natural condition (no pumping).....	148
Figure 5-5 Surface capture zone for evolving pumping rates in the homogeneous case (H). a), b), c) and d) show the capture zone for respectively $Q = 1.10^{-2}$, 2.10^{-2} , 3.10^{-2} and $4.10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$. e) and f) show descriptive statistics for the travel times and distances to well. The main box represents 25%, 50% and 75% percentiles, the end points of the bar mark minimal and maximal values, and the square stands for the mean value.	151
Figure 5-6 Surface capture zone for evolving pumping rates in the case F1S1. Definition and scales of graphs are the same as for Figure 5-5 except for the time scale in e)...	153
Figure 5-7 Surface capture zone for different geological configurations with a pumping rate $Q=3,17.10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$. a) to h) show the capture zone for the case indicated in their respective title, which refer to the models described in the text. i) and j) show descriptive statistics. Definition and scales of graphs are the same as for Figure 5-5 except for the time scale in i).	156
Figure 5-8 Domaine d'étude en configuration (a) homogène, (b) avec une zone fracturée 0°N , et (c) avec une zone fracturée 90°N	163
Figure 5-9 (a-c) Rappel de topographie et de la fracture le cas échéant pour les résultats de chaque colonne. (d-f) et (g-i) Surface libre de la nappe simulé respectivement sous conditions naturelles et sous conditions de pompage.	165
Figure 5-10 Profils topographiques de la surface du sol le long (a) de la fracture 0°N et (b) de la fracture 90°N (longueurs en km).....	165
Figure 5-11 (a-c) Cartes des flux de décharge de l'aquifère en surface en m/s , pour les configurations mentionnées en haut des colonnes. (d-f) Cartes de diminution de	

décharge induite par le pompage en km/s pour les mêmes configurations qu'au-dessus.	167
Figure 5-12 Les trois grands bassins versants considérés pour l'analyse intégrée.	169
Figure 5-13 Débit de décharge naturelle et diminution du débit induite par le pompage, normalisés par le débit de pompage, dans les trois grands bassins (lignes) pour les trois configurations (colonnes).	171
Figure 5-14 Modèle conceptuel des écoulements régionaux en présence d'une fracture/faille verticale.	174
Figure 5-15 Hauteur de nappe dans la fracture 0°N calculée par approximation analytique, et profil topographique. Les flèches indiquent les points où la hauteur de nappe calculée dépasse la surface du sol.	177
Figure 5-16 Hauteurs de nappe dans la matrice calculées au cours de la procédure (lignes discontinues sauf celle donnant la solution) permettant d'estimer la distance d'influence de la fracture 0°N en se basant sur la topographie moyenne (longueurs en km).	179

Liste des tables

Table 2-1 Position of the free surface (normalized by the dam height) given by the analytical solution developed by Polubarinova-Kochina [Polubarinova-Kochina, 1962] compared with the position given by numerical method by Elliott and Ockendon [Elliott and Ockendon, 1982], Westbrook [Westbrook, 1985], and the three methods presented here. For all the numerical methods the cell size is the same, equal to 1/24 of the dam vertical dimension. Error is computed as the mean of the absolute difference from $x=1$ to $x=15$.	61
Table 2-2 Propriétés définissant différentes classes de solveurs linéaires.	74
Table 3-1 Principaux paramètres adimensionnels de contrôle et résultats analytiques dérivés de l'étude du cas 2D-coupe avec une topographie linéaire.	102
Table 3-2 Récapitulatif des variables utilisées dans ce chapitre.	105
Table 4-1 Characteristic values of pathway length and travel time distributions for the homogeneous model.	119
Table 4-2 Hydraulic conductivity values used in the model for each degree of heterogeneity.	124
Table 4-3 Characteristic values of pathway length and travel time distributions for the heterogeneous model with ($K_1/K_2=1000$).	126
Table 5-1 Hydraulic conductivity and effective porosity values used in the 9 geological configurations studied. Subscript m stands for matrix, f for fracture, and w for weathered zone. K_m values have been calibrated such as the hydraulic head in the pumping well is the same for all configurations.	146
Table 5-2 Valeur des paramètres pour l'application analytique (longueurs en mètres et temps en secondes).	178

Références

- Abdul, A. S., and R. W. Gillham (1984), Laboratory Studies of the Effects of the Capillary Fringe on Streamflow Generation, *Water Resour. Res.*, 20(6), 691-698.
- Aitchison, J. (1972), Numerical treatment of a singularity in a free boundary problem, *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*, 330, No. 1583(573-580).
- Alley, W. M., and S. A. Leake (2004), The journey from safe yield to sustainability, *Ground Water*, 42(1), 12-16.
- Anderson, M. P., and J. A. Munter (1981), Seasonal reversals of groundwater-flow around lakes and the relevance to stagnation points and lake budgets, *Water Resources Research*, 17(4), 1139-1150.
- Bair, E. S., and G. S. Roadcap (1992), Comparison of flow models used to delineate capture zones of wells: 1. Leaky-Confined Fractured-Carbonate Aquifer, *Ground Water*, 30(2), 199-211.
- Bakker, M., and O. D. L. Strack (1996), Capture zone delineation in two-dimensional groundwater flow models, *Water Resour. Res.*, 32(5), 1309-1315.
- Banks, E., C. Simmons, A. Love, R. Cranswick, A. Werner, E. Bestland, M. Wood, and T. Wilson (2009), Fractured bedrock and saprolite hydrogeologic controls on groundwater/surface-water interaction: a conceptual model (Australia), *Hydrogeology Journal*, 17(8), 1969-1989.
- Barthel, R. (2011), An indicator approach to assessing and predicting the quantitative state of groundwater bodies on the regional scale with a special focus on the impacts of climate change, *Hydrogeology Journal*, 19(3), 525-546.
- Batelaan, O., F. De Smedt, and L. Triest (2003), Regional groundwater discharge: phreatophyte mapping, groundwater modelling and impact analysis of land-use change, *Journal of Hydrology*, 275(1-2), 86-108.
- Batelaan, O., and F. De Smedt (2004), SEEPAGE, a new MODFLOW DRAIN package, *Ground Water*, 42(4), 576-588.
- Bates, B. C., Z. W. Kundzewicz, S. Wu, and J. Palutikof (2008), Climate Change and Water, IPCC Secretariat, Geneva
- Bathe, K. J., and M. R. Khoshgoftaar (1979), Finite-element free-surface seepage analysis without mesh iteration, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 3(1), 13-22.
- Bear, J. (1972), *Dynamics of Fluids in Porous Media*, 764 pp., American Elsevier, New York.

- Bear, J., A. H. D. Cheng, V. Batu, C. Chen, X. Kuang, and J. Jimmy Jiao (2010), Methods to Derive the Differential Equation of the Free Surface Boundary, *Ground Water*, 48(4), 486-493.
- Beaudoin, A., J.-R. de Dreuzy, and J. Erhel (2007), An efficient parallel particle tracker for advection-diffusion Simulations in heterogeneous porous media, in *Euro-Par 2007 Parallel Processing, Proceedings*, edited by A. M. B. L. P. T. Kermarrec, pp. 717-726.
- Beckers, J., and E. O. Frind (2000), Simulating groundwater flow and runoff for the Oro Moraine aquifer system. Part I. Model formulation and conceptual analysis, *Journal of Hydrology*, 229(3-4), 265-280.
- Bense, V. F., and M. A. Person (2008), Transient hydrodynamics within intercratonic sedimentary basins during glacial cycles, *Journal of Geophysical Research-Earth Surface*, 113(F4).
- Bense, V. F., G. Ferguson, and H. Kooi (2009), Evolution of shallow groundwater flow systems in areas of degrading permafrost, *Geophysical Research Letters*, 36.
- Beven, K. J. (2004), *Rainfall-runoff modelling: the primer*, John Wiley & Sons.
- Bradbury, K. R., and M. A. Muldoon (1994), Effects of fracture density and anisotropy on delineation of wellhead-protection areas in fractured-rock aquifers, *Hydrogeology Journal*, 2(3), 17-23.
- Bredehoeft, J. (2010), Models and Model Analysis, *Ground Water*, 48(3), 328-328.
- Bredehoeft, J. D. (2002), The Water Budget Myth Revisited: Why Hydrogeologists Model, *Ground Water*, 40(4), 340-345.
- Bresciani, E., P. Davy, and J. R. De Dreuzy (2010), A finite volume approach with local adaptation scheme for the simulation of free surface flow in porous media, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*.
- BRGM (2007), Protecting groundwater catchments intended for human consumption, *Géosciences*(5).
- Bromhead, E. N. (1977), Finite-element residual schemes for unconfined flow - reply, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 11(5), 908-910.
- Brouyère, S., G. Carabin, and A. Dassargues (2004), Climate change impacts on groundwater resources: modelled deficits in a chalky aquifer, Geer basin, Belgium, *Hydrogeology Journal*, 12(2), 123-134.
- Cardenas, M. B. (2007), Potential contribution of topography-driven regional groundwater flow to fractal stream chemistry: Residence time distribution analysis of Tóth flow, *Geophys. Res. Lett.*, 34(5), L05403.
- Cedergren, H. R. (1997), *Seepage, Drainage, and Flow Nets*, John Wiley & Sons.
- Cheng, X., and M. P. Anderson (1994), Simulating the influence of lake position on groundwater fluxes, *Water Resour. Res.*, 30(7), 2041-2049.

- Chevalier, S., M. A. Bues, J. Tournebize, and O. Banton (2001), Stochastic delineation of wellhead protection area in fractured aquifers and parametric sensitivity study, *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 15(3), 205-227.
- Chung, K. Y., and N. Kikuchi (1987), Adaptive methods to solve free-boundary problems of flow through porous-media, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 11(1), 17-31.
- Clement, T. P., W. R. Wise, F. J. Molz, and M. Wen (1996), A comparison of modeling approaches for steady-state unconfined flow, *Journal of Hydrology*, 181(1-4), 189-209.
- Clemo, T. (2005), Improved water table dynamics in MODFLOW, *Ground Water*, 43(2), 270-273.
- Cohen, D., M. Person, R. Daannen, S. Locke, D. Dahlstrom, V. Zabielski, T. C. Winter, D. O. Rosenberry, H. Wright, E. Ito, J. L. Nieber, and W. J. Gutowski (2006), Groundwater-supported evapotranspiration within glaciated watersheds under conditions of climate change, *Journal of Hydrology*, 320(3-4), 484-500.
- Collins, R., P. Kristensen, and N. Thyssen (2009), Water resources across Europe — confronting water scarcity and drought, EEA (European Environment Agency), Copenhagen.
- Council, E. P. (2000), Directive 2000/60/EC of the European Parliament and of the Council of 23 October 2000 establishing a framework for Community action in the field of water policy, edited.
- Craig, J. R. (2008), Analytical solutions for 2D topography-driven flow in stratified and syncline aquifers, *Advances in Water Resources*, 31(8), 1066-1073.
- Crave, A., and P. Davy (2001), A stochastic "precipiton" model for simulating erosion/sedimentation dynamics, *Computers & Geosciences*, 27(1), 815-827.
- Crowe, A. S., S. G. Shikaze, and F. W. Schwartz (1999), A grid generating algorithm for simulating a fluctuating water table boundary in heterogeneous unconfined aquifers, *Advances in Water Resources*, 22(6), 567-575.
- Cryer, C. W. (1976b), A survey of trial free-boundary methods for the numerical solution of free boundary problems, *Technical Summary Report, Mathematics Research Center, University of Wisconsin, Madison*, 1693, 156.
- Custodio, E. (2002), Aquifer overexploitation: what does it mean?, *Hydrogeology Journal*, 10(2), 254-277.
- Dahl, M., B. Nilsson, J. H. Langhoff, and J. C. Refsgaard (2007), Review of classification systems and new multi-scale typology of groundwater-surface water interaction, *Journal of Hydrology*, 344(1-2), 1-16.
- Darbandi, A., S. O. Torabi, M. Saadat, Y. Daghighi, and D. Jarrahbashi (2007), A moving-mesh finite-volume method to solve free-surface seepage problem in arbitrary geometries, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 31(14), 1609-1629.

- Darcy, H. (1856), Détermination des lois d'écoulement de l'eau à travers le sable, Appendix, Note D, in *Fontaines publiques de la ville de Dijon*, edited by V. Dalmont, pp. 590-594.
- Dassargues, A., J. P. Radu, and R. Charlier (1988), Finite-elements modeling of a large water-table aquifer in transient conditions, *Advances in Water Resources*, 11(2), 58-66.
- Davis, T. A. (2004), Algorithm 832: UMFPACK V4.3 - An unsymmetric-pattern multifrontal method, *Acm Transactions on Mathematical Software*, 30(2), 196-199.
- de Dreuzy, J. R., A. Beaudoin, and J. Erhel (2007), Asymptotic dispersion in 2D heterogeneous porous media determined by parallel numerical simulations, *Water Resources Research*, 43.
- De Marsily, G. (2004), *Cours d'Hydrogéologie*.
- De Marsily, G. (2006), Les eaux continentales, *Rapport sur la science et la technologie N° 25, Académie des sciences, Institut de France*, 328 p.
- Desai, C. S., and G. C. Li (1983), A residual flow procedure and application for free-surface flow in porous-media, *Advances in Water Resources*, 6(1), 27-35.
- Dewandel, B., P. Lachassagne, R. Wyns, J. C. Marechal, and N. S. Krishnamurthy (2006), A generalized 3-D geological and hydrogeological conceptual model of granite aquifers controlled by single or multiphase weathering, *Journal of Hydrology*, 330(1-2), 260-284.
- Doherty, J. (2001), Improved calculations for dewatered cells in MODFLOW, *Ground Water*, 39(6), 863-869.
- Dragoni, W., and B. S. Sukhija (2008), Climate change and groundwater: a short review, *Geological Society, London, Special Publications*, 288(1), 1-12.
- EEA (2003), Europe's Water: An indicator-based assessment, EEA (European Environment Agency), Copenhagen.
- Ehlers, J., and P. L. Gibbard (2003), Extent and chronology of glaciations, *Quaternary Science Reviews*, 22(15-17), 1561-1568.
- Elliott, C., and J. R. Ockendon (1982), *Weak and Variational Methods for Moving Boundary Problems*, 213 pp., Pitman Pub, Boston.
- EPC (2000), Directive 2000/60/EC of the European Parliament and of the Council of 23 October 2000 establishing a framework for Community action in the field of water policy, edited by E. E. P. Council), EPC (European Parliament Council).
- EPC (2006), Directive 2006/118/EC of the European Parliament and of the Council of 12 December 2006 on the protection of groundwater against pollution and deterioration, edited by E. E. P. Council), EPC (European Parliament Council).
- Erhel, J., J. R. de Dreuzy, A. Beaudoin, E. Bresciani, and D. Tromeur-Dervout (2009), A parallel scientific software for heterogeneous hydrogeology, in *Parallel Computational Fluid Dynamics 2007*, edited, pp. 39-48.

- Erhel, J. (2011), Some properties of Krylov projection methods for large linear systems, *Computational Technology Reviews*, 3, 41-70.
- Erhel, J., J. R. Dreuzy, and E. Bresciani (2011), Multi-parametric intensive stochastic simulations for hydrogeology on a computational grid, in *Parallel Computational Fluid Dynamics 2008*, edited, pp. 389-397, Springer Berlin Heidelberg.
- Eymard, R., T. Gallouët, and R. Herbin (2000), *Finite volume methods*, Amsterdam.
- Falgout, R. D., and U. M. Yang (2002), hypre: A library of high performance preconditioners, *Computational Science-Iccs 2002, Pt Iii, Proceedings*, 2331, 632-641.
- Fan, Y., L. Toran, and R. W. Schlische (2007), Groundwater flow and groundwater-stream interaction in fractured and dipping sedimentary rocks: Insights from numerical models, *Water Resources Research*, 43(1).
- Fan, Y. H., F. D. Tompkins, E. C. Drumm, and R. D. Vonbernuth (1992), Generation of flow nets using fem nodal potentials and bilinear shape functions, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 16(6), 425-437.
- Fetter, C. W. (2001), *Applied Hydrogeology*, 691 pp., New Jersey, USA.
- Fleckenstein, J. H., R. G. Niswonger, and G. E. Fogg (2006), River-aquifer interactions, geologic heterogeneity, and low-flow management, *Ground Water*, 44(6), 837-852.
- Forster, C., and L. Smith (1988), Groundwater-flow systems in mountainous terrain: 2. Controlling factors, *Water Resources Research*, 24(7), 1011-1023.
- Franzetti, S., and A. Guadagnini (1996), Probabilistic estimation of well catchments in heterogeneous aquifers, *Journal of Hydrology*, 174(1-2), 149-171.
- Freeze, R. A., and P. A. Witherspoon (1966), Theoretical analysis of regional groundwater flow. 1. Analytical and numerical solutions to mathematical model, *Water Resources Research*, 2(4), 641-&.
- Freeze, R. A., and P. A. Witherspoon (1967), Theoretical analysis of regional groundwater flow. 2. Effect of water-table configuration and subsurface permeability variation, *Water Resources Research*, 3(2), 623-+.
- Freeze, R. A., and P. A. Witherspoon (1968), Theoretical analysis of regional groundwater flow. 3. Quantitative interpretations, *Water Resources Research*, 4(3), 581-&.
- Freeze, R. A. (1971), Three-dimensional, transient, saturated-unsaturated flow in a groundwater basin, *Water Resources Research*, 7, 347-366.
- Frei, S., J. H. Fleckenstein, S. J. Kollet, and R. M. Maxwell (2009), Patterns and dynamics of river-aquifer exchange with variably-saturated flow using a fully-coupled model, *Journal of Hydrology*, 375(3-4), 383-393.
- Frind, E. O., D. S. Muhammad, and J. W. Molson (2002), Delineation of three-dimensional well capture zones for complex multi-aquifer systems, *Ground Water*, 40(6), 586-598.

- Gioda, G., and C. Gentile (1987), A nonlinear-programming analysis of unconfined steady-state seepage, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 11(3), 283-305.
- Gleeson, T., and A. H. Manning (2008), Regional groundwater flow in mountainous terrain: Three-dimensional simulations of topographic and hydrogeologic controls, *Water Resources Research*, 44(10).
- Gleick, P. H. (1996), Water resources, in *Encyclopedia of Climate and Weather*, edited by S. H. Schneider, pp. 817-823, Oxford University Press, New York.
- Goderniaux, P., S. Brouyère, H. J. Fowler, S. Blenkinsop, R. Therrien, P. Orban, and A. Dassargues (2009), Large scale surface-subsurface hydrological model to assess climate change impacts on groundwater reserves, *Journal of Hydrology*, 373(1-2), 122-138.
- Green, T. R., M. Taniguchi, H. Kooi, J. J. Gurdak, D. M. Allen, K. M. Hiscock, H. Treidel, and A. Aureli (2011), Beneath the surface of global change: Impacts of climate change on groundwater, *Journal of Hydrology*, 405(3-4), 532-560.
- Guiot, J., and M. Couteaux (1992), QUANTITATIVE CLIMATE RECONSTRUCTION FROM POLLEN DATA IN THE GRAND DUCHY OF LUXEMBOURG SINCE 15000 YR BP, *Journal of Quaternary Science*, 7(4), 303-309.
- Habets, F., S. Gascoin, S. Korkmaz, D. Thiéry, M. Zribi, N. Amraoui, M. Carli, A. Ducharne, E. Leblois, E. Ledoux, E. Martin, J. Noilhan, C. Ottlitz, and P. Viennot (2010), Multi-model comparison of a major flood in the groundwater-fed basin of the Somme River (France), *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 14(1), 99-117.
- Haitjema, H. M., and S. Mitchell-Bruker (2005), Are water tables a subdued replica of the topography?, *Ground Water*, 43(6), 781-786.
- Harbaugh, A. W., E. R. Banta, M. C. Hill, and M. G. McDonald (2000), *MODFLOW-2000, the U.S. Geological Survey modular ground-water model: user guide to modularization concepts and the ground-water flow process*, U.S. Geological Survey, Reston, VA.
- Henriksen, H. (2003), The role of some regional factors in the assessment of well yields from hard-rock aquifers of Fennoscandia, *Hydrogeology Journal*, 11(6), 628-645.
- Herrera-Pantoja, M., and K. M. Hiscock (2008), The effects of climate change on potential groundwater recharge in Great Britain, *Hydrological Processes*, 22(1), 73-86.
- Hsieh, P. A. (1998), Scale effects in fluid flow through fractured geological media, in *Scale dependence and scale invariance in hydrology*, edited, pp. 335-353, Cambridge University Press.
- Huijzer, A. S., and R. F. B. Isarin (1997), The reconstruction of past climates using multi-proxy evidence: An example of the Weichselian pleniglacial in northwest and central Europe, *Quaternary Science Reviews*, 16(6), 513-533.
- Huijzer, B., and J. Vandenberghe (1998), Climatic reconstruction of the Weichselian Pleniglacial in northwestern and central Europe, *Journal of Quaternary Science*, 13(5), 391-417.

- Huyakorn, P. S., E. P. Springer, V. Gumanasen, and T. D. Wadsworth (1986), A three-dimensional finite-element model for simulating water flow in variably saturated porous media, *Water Resources Research*, 22, 1790-1808.
- Ijjaszvasquez, E. J., and R. L. Bras (1995), Scaling regimes of local slope versus contributing area in digital elevation models, *Geomorphology*, 12(4), 299-311.
- Isarin, R. F. B. (1997), Permafrost distribution and temperatures in Europe during the Younger Dryas, *Permafrost and Periglacial Processes*, 8(3), 313-333.
- Jiang, X.-W., X.-S. Wang, L. Wan, and S. Ge (2011), An analytical study on stagnation points in nested flow systems in basins with depth-decaying hydraulic conductivity, *Water Resour. Res.*, 47(1), W01512.
- Jiang, X. W., L. Wan, X. S. Wang, S. M. Ge, and J. Liu (2009), Effect of exponential decay in hydraulic conductivity with depth on regional groundwater flow, *Geophysical Research Letters*, 36.
- Jie, Y. X., G. Z. He, Z. Y. Mao, and G. X. Li (2004), Seepage analysis based on boundary-fitted coordinate transformation method, *Computers and Geotechnics*, 31(4), 279-283.
- Jones, J. P., E. A. Sudicky, and R. G. McLaren (2008), Application of a fully-integrated surface-subsurface flow model at the watershed-scale: A case study, *Water Resources Research*, 44(3).
- Jones, N. L., A. M. Lemon, and F. T. Tracy (2001), A hybrid approach to flow net generation, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25(13), 1339-1349.
- Kaleris, V. (1998), Quantifying the exchange rate between groundwater and small streams, *Journal of Hydraulic Research*, 36(6), 913-932.
- Kalf, F. R. P., and D. R. Woolley (2005), Applicability and methodology of determining sustainable yield in groundwater systems, *Hydrogeology Journal*, 13(1), 295-312.
- Kasse, C. (1997), Cold-climate aeolian sand-sheet formation in North-Western Europe (c.14-12.4 ka); a response to permafrost degradation and increased aridity, *Permafrost and Periglacial Processes*, 8(3), 295-311.
- Kim, C. P., G. D. Salvucci, and D. Entekhabi (1999), Groundwater-surface water interaction and the climatic spatial patterns of hillslope hydrological response, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 3(3), 375-384.
- Kinzelbach, W., M. Marburger, and W.-H. Chiang (1992), Determination of groundwater catchment areas in two and three spatial dimensions, *Journal of Hydrology*, 134(1-4), 221-246.
- Knupp, K. (1996), A moving mesh algorithm for 3-D regional groundwater flow with water table and seepage facet, *Advances in Water Resources*, 19(2), 83-95.
- Kouamé, K. F., T. Lasm, J. R. De Dreuz, A. G. Akaffou, O. Bour, and P. Davy (2010), Contribution d'un modèle hydrogéologique à fractures discrètes à l'étude des aquifères fracturés du socle Archéen de Touba (Nord-Ouest, Côte d'Ivoire), *Revue des sciences de l'eau / Journal of Water Science*, 23(1), 41-56.

- Lachassagne, P., R. Wyns, P. Berard, T. Bruel, L. Chery, T. Coutand, J. F. Desprats, and P. Le Strat (2001), Exploitation of high-yields in hard-rock aquifers: Downscaling methodology combining GIS and multicriteria analysis to delineate field prospecting zones, *Ground Water*, 39(4), 568-581.
- Lacy, S. J., and J. H. Prevost (1987), Flow through porous-media - a procedure for locating the free-surface, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 11(6), 585-601.
- Le Borgne, T., O. Bour, J.-R. de Dreuzy, P. Davy, and F. Touchard (2004), Equivalent mean flow models for fractured aquifers: Insights from a pumping tests scaling interpretation, *Water Resources Research*, 10.1029/2003WR002436.
- Le Borgne, T., O. Bour, F. L. Paillet, and J. P. Caudal (2006), Assessment of preferential flow path connectivity, and hydraulic properties at single-borehole and cross-borehole scales in a fractured aquifer, *Journal of Hydrology*, 328(1-2), 347-359.
- Le Goc, R., J. R. de Dreuzy, and P. Davy (2010), Statistical characteristics of flow as indicators of channeling in heterogeneous porous and fractured media, *Advances in Water Resources*, 33(3), 257-269.
- Lemieux, J. M., E. A. Sudicky, W. R. Peltier, and L. Tarasov (2008a), Dynamics of groundwater recharge and seepage over the Canadian landscape during the Wisconsinian glaciation, *Journal of Geophysical Research-Earth Surface*, 113(F1).
- Lemieux, J. M., E. A. Sudicky, W. R. Peltier, and L. Tarasov (2008b), Simulating the impact of glaciations on continental groundwater flow systems: 2. Model application to the Wisconsinian glaciation over the Canadian landscape, *Journal of Geophysical Research-Earth Surface*, 113(F3).
- Mabee, S. B. (1999), Factors influencing well productivity in glaciated metamorphic rocks, *Ground Water*, 37(1), 88-97.
- Maréchal, J. C., B. Dewandel, and K. Subrahmanyam (2004), Use of hydraulic tests at different scales to characterize fracture network properties in the weathered-fractured layer of a hard rock aquifer, *Water Resources Research*, 40.
- Marklund, L., and A. Worman (2011), The use of spectral analysis-based exact solutions to characterize topography-controlled groundwater flow, *Hydrogeology Journal*, 19(8), 1531-1543.
- Marques, J., and J. M. P. Marado (2007), The influence of the permeability model in unconfined seepage problems, in *Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering V*, edited, pp. 143-148, Taylor & Francis, London.
- Mavroulidou, M., M. J. Gunn, and R. I. Woods (2006), Some experiences developing software for seepage with phreatic surfaces, in *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, edited by Schweiger, pp. 685-691, Taylor & Francis, London.
- McDonald, M. G., and A. W. Harbaugh (1988), A modular three-dimensional finite-difference ground-water flow model, *U.S. Geological Survey Open-File report*, 83-528.

- McDonald, M. G., A. W. Harbaugh, B. R. Orr, and D. J. Ackerman (1991), A method of converting no-flow cells to variable-head cells for the U. S. Geological Survey modular finite-difference ground-water flow model, *U.S. Geological Survey Open-File Report 91-536*.
- Michael, H., and C. Voss (2009), Controls on groundwater flow in the Bengal Basin of India and Bangladesh: regional modeling analysis, *Hydrogeology Journal*, 17(7), 1561-1577.
- Mitsch, W. J., and J. G. Gosselink (2007), *Wetlands*, 4th ed., John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Modica, E., T. E. Reilly, and D. W. Pollock (1997), Patterns and Age Distribution of Ground-Water Flow to Streams, *Ground Water*, 35(3), 523-537.
- Modica, E., H. T. Burton, and L. N. Plummer (1998), Evaluating the source and residence times of groundwater seepage to streams, New Jersey Coastal Plain, *Water Resources Research*, 34(11), 2797-2810.
- Montgomery, D. R., and E. Foufoula-Georgiou (1993), Channel network source representation using digital elevation models, *Water Resources Research*, 29(12), 3925-3934.
- Morris, B. L., A. R. L. Lawrence, P. J. C. Chilton, B. Adams, C. R. C., and B. A. Klinck (2003), Groundwater and its susceptibility to degradation: A global assessment of the problem and options for management, United Nations Environment Programme, Nairobi, Kenya.
- Moutsopoulos, K. N., A. Gemitzi, and V. A. Tsihrintzis (2008), Delineation of groundwater protection zones by the backward particle tracking method: theoretical background and GIS-based stochastic analysis, *Environmental Geology*, 54(5), 1081-1090.
- National Research Council (1996), *Rock Fractures and Fluid Flow*, National Academy Press, Washington, D.C.
- Nature (2008), Water under pressure, in *Nature News*, edited, Nature Publishing Group.
- Neretnieks, I. (1980), Diffusion in the Rock Matrix: An Important Factor in Radionuclide Retardation?, *Journal of Geophysical Research*, 85(B8), 4379-4397.
- Neretnieks, I. (1985), Transport in fractured rocks, *Proceedings of Hydrogeology of Rock of Low Permeability, Mem. Intern. Assoc. Hydrogeol.*, 17(2), 301-3118.
- Neuman, S. P., and P. A. Witherspoon (1970a), Finite element method of analyzing steady seepage with a free surface, *Water Resources Research*, 6(3), 889-897.
- Neuman, S. P., and P. A. Witherspoon (1970b), Variational principles for confined and unconfined flow of ground water, *Water Resour. Res.*, 6(5), 1376-1382.
- Neuman, S. P. (2005), Trends, prospects and challenges in quantifying flow and transport through fractured rocks, *Hydrogeology Journal*, 13(1), 124-147.

- Neupauer, R. M., and J. L. Wilson (2004), Numerical implementation of a backward probabilistic model of ground water contamination, *Ground Water*, 42(2), 175-189.
- Neves, M. A., and N. Morales (2007), Well productivity controlling factors in crystalline terrains of southeastern Brazil, *Hydrogeology Journal*, 15(3), 471-482.
- Nield, S. P., L. R. Townley, and A. D. Barr (1994), A framework for quantitative analysis of surface water-groundwater interaction: Flow geometry in a vertical section, *Water Resour. Res.*, 30(8), 2461-2475.
- Oden, J. T., and N. Kikuchi (1980), Theory of variational-inequalities with applications to problems of flow through porous-media, *International Journal of Engineering Science*, 18(10), 1173-1284.
- Ogden, F. L., and B. A. Watts (2000), Saturated area formation on nonconvergent hillslope topography with shallow soils: A numerical investigation, *Water Resour. Res.*, 36(7), 1795-1804.
- Pochon, A., J. P. Tripet, R. Kozel, B. Meylan, M. Sinreich, and F. Zwahlen (2008), Groundwater protection in fractured media: a vulnerability-based approach for delineating protection zones in Switzerland, *Hydrogeology Journal*, 16(7), 1267-1281.
- Polubarinova-Kochina, P. Y. (1962), Theory of groundwater movement, *Princeton University Press, Princeton, NJ*, 506–509.
- Rank, E., and H. Werner (1986), An adaptive finite-element approach for the free-surface seepage problem, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 23(7), 1217-1228.
- Reeve, A. S., J. Warzocha, P. H. Glaser, and D. I. Siegel (2001), Regional ground-water flow modeling of the Glacial Lake Agassiz Peatlands, Minnesota, *Journal of Hydrology*, 243(1-2), 91-100.
- Renssen, H., and J. Vandenberghe (2003), Investigation of the relationship between permafrost distribution in NW Europe and extensive winter sea-ice cover in the North Atlantic Ocean during the cold phases of the Last Glaciation, *Quaternary Science Reviews*, 22(2-4), 209-223.
- Rentier, C., F. Delloye, S. Brouyère, and A. Dassargues (2006), A framework for an optimised groundwater monitoring network and aggregated indicators, *Environmental Geology*, 50(2), 194-201.
- Rijsdijk, K. F. (2006), Quaternary glaciations—extent and chronology. Part I: Europe, J. Ehlers and P. L. Gibbard. *Developments in Quaternary Science*, no. 2. Publisher Elsevier, Amsterdam, 2004 (488pp) ISBN 0 444 51462 7. Quaternary glaciations—extent and chronology. Part II: North America, J. Ehlers and P. L. Gibbard. *Developments in Quaternary Science*, no. 2. Publisher Elsevier, Amsterdam, 2004 (440pp) ISBN 0 444 51592 5. Quaternary glaciations—extent and chronology. Part III: South America, Asia, Africa, Australasia, Antarctica, J. Ehlers and P. L. Gibbard. *Developments in Quaternary Science*, no. 2. Publisher Elsevier, Amsterdam, 2004 (388pp) ISBN 0 444 51593 3, *Journal of Quaternary Science*, 21(8), 921-922.

- Rodhe, A., and N. Bockgård (2006), Groundwater recharge in a hard rock aquifer: A conceptual model including surface-loading effects, *Journal of Hydrology*, 330(3-4), 389-401.
- Romanoa, C. G., E. O. Frind, and D. L. Rudolph (1999), Significance of unsaturated flow and seepage faces in the simulation of steady-state subsurface flow, *Ground Water*, 37(4), 625-632.
- Ruelleu, S., F. Moreau, O. Bour, D. Gapais, and G. Martelet (2010), Impact of gently dipping discontinuities on basement aquifer recharge: An example from Ploemeur (Brittany, France), *Journal of Applied Geophysics*, In Press.
- Salvucci, G. D., and D. Entekhabi (1995), Hillslope and climatic controls on hydrologic fluxes, *Water Resour. Res.*, 31(7), 1725-1739.
- Sanchez-Vila, X., A. Guadagnini, and J. Carrera (2006), Representative hydraulic conductivities in saturated groundwater flow, *Rev. Geophys.*, 44(3), RG3002.
- Sanford, W. (2002), Recharge and groundwater models: an overview, *Hydrogeology Journal*, 10(1), 110-120.
- Santhi, C., P. M. Allen, R. S. Muttiah, J. G. Arnold, and P. Tuppada (2008), Regional estimation of base flow for the conterminous United States by hydrologic landscape regions, *Journal of Hydrology*, 351(1-2), 139-153.
- Scibek, J., D. M. Allen, A. J. Cannon, and P. H. Whitfield (2007), Groundwater-surface water interaction under scenarios of climate change using a high-resolution transient groundwater model, *Journal of Hydrology*, 333(2-4), 165-181.
- Senior, L. A., and G. D. J. (1999), Ground-water system, estimation of aquifer hydraulic properties, and effects of pumping on ground-water flow in Triassic sedimentary rocks in and near Lansdale, Pennsylvania, 112 pp.
- Shahbazi, S., S. Zand, and D. K. Todd (1967), Effect of topography on ground water flow, *Ground Water - General Assembly of Bern / Assemblée générale de Berne 25 September–7 October 1967*, 314-319.
- Sophocleous, M. (2002), Interactions between groundwater and surface water: the state of the science, *Hydrogeology Journal*, 10(1), 52-67.
- Sophocleous, M. (2011), On understanding and predicting groundwater response time, *Ground Water*, no-no.
- Sornette, A., P. Davy, and D. Sornette (1993), Fault growth in brittle-ductile experiments and the mechanics of continental collisions, *J. Geophys. Res.*, 98(B7), 12111-12139.
- Stauffer, F., A. Guadagnini, A. Butler, H. J. H. Franssen, N. Van den Wiel, M. Bakr, M. Riva, and L. Guadagnini (2005), Delineation of source protection zones using statistical methods, *Water Resources Management*, 19(2), 163-185.
- Sukhija, B., D. Reddy, P. Nagabhushanam, S. Bhattacharya, R. Jani, and D. Kumar (2006), Characterisation of recharge processes and groundwater flow mechanisms in

- weathered-fractured granites of Hyderabad (India) using isotopes, *Hydrogeology Journal*, 14(5), 663-674.
- Taylor, R. L., and C. B. Brown (1967), Darcy flow solutions with a free surface, *Journal of the Hydraulics Division-Asce*, 93, 25-33.
- Tebbens, L. A., A. Veldkamp, W. Westerhoff, and S. B. Kroonenberg (1999), Fluvial incision and channel downcutting as a response to Late-glacial and Early Holocene climate change: the lower reach of the River Meuse (Maas), The Netherlands, *Journal of Quaternary Science*, 14(1), 59-75.
- Toth, J. (1963), A theoretical analysis of groundwater flow in small drainage basins, *Journal of Geophysical Research*, 68(16), 4795-4812.
- Touchard, F. (1999), Caractérisation hydrogéologique d'un aquifère en socle fracturé. Site de Ploëmeur (Morbihan). Mémoire de Géosciences Rennes thesis.
- Townley, L. R., and M. R. Davidson (1988), Definition of a capture zone for shallow water table lakes, *Journal of Hydrology*, 104(1-4), 53-76.
- Trefry, M. G., and C. Muffels (2007), FEFLOW: A Finite-Element Ground Water Flow and Transport Modeling Tool, *Ground Water*, 45(5), 525-528.
- UNESCO (2009), Water in a changing world, UNESCO, Paris.
- van Leeuwen, M., C. B. M. te Stroet, A. P. Butler, and J. A. Tompkins (1998), Stochastic determination of well capture zones, *Water Resources Research*, 34(9), 2215-2223.
- VLIET-LANO, V., #203, #160, and B. (1996), *Relations entre la contraction thermique des sols en Europe du Nord-Ouest et la dynamique de l'inlandsis weichs*, Elsevier, Paris, FRANCE.
- Vrba, J., and A. Zaporozec (1994), Guidebook on mapping groundwater vulnerability, *Internal Contributions to Hydrogeology* 16.
- Vrba, J., R. Hirata, J. Girman, N. Haie, A. Lipponen, B. Neupane, T. Shah, and B. Wallin (2006), Groundwater resources sustainability indicators, *Sustainability of Groundwater Resources and its Indicators*, 302, 3-9.
- Wang, X.-S., S. P. Neuman, O. D. L. Strack, A. Verruijt, M. Jamali, B. Seymour, J. Bear, A. H. D. Cheng, C. Chen, X. Kuang, and J. J. Jiao (2011), Methods to derive the differential equation of the free surface boundary, *Ground Water*, 49(2), 133-143.
- Westbrook, D. R. (1985), Analysis of inequality and residual flow procedures and an iterative scheme for free-surface seepage, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 21(10), 1791-1802.
- Winter, T. C. (1978), Numerical simulation of steady-state three-dimensional groundwater flow near lakes, *Water Resources Research*, 14(2), 245-254.
- Winter, T. C., J. W. Harvey, O. L. Franke, and W. M. Alley (1998), Ground water and surface water - A single resource, U.S. Geological Survey, Denver, Colorado.
- Winter, T. C. (2001), The concept of hydrologic landscapes, *Journal of the American Water Resources Association*, 37(2), 335-349.

- Wörman, A., A. I. Packman, L. Marklund, J. W. Harvey, and S. H. Stone (2006), Exact three-dimensional spectral solution to surface-groundwater interactions with arbitrary surface topography, *Geophys. Res. Lett.*, 33(7), L07402.
- Wright, E. P. (1992), The hydrogeology of crystalline basement aquifers in Africa, *Geological Society, London, Special Publications*, 66, 1-27.
- Wyns, R., J.-M. Baltassat, P. Lachassagne, A. Legchenko, J. Vairon, and F. Mathieu (2004), Application of proton magnetic resonance soundings to groundwater reserve mapping in weathered basement rocks (Brittany, France), *Bulletin de la Societe Geologique de France*, 175(1), 21-34.
- Zhang, J. H., Q. J. Xu, and Z. Y. Chen (2001), Seepage analysis based on the unified unsaturated soil theory, *Mechanics Research Communications*, 28(1), 107-112.
- Zienkiewicz, O. C., A. H. C. Chan, M. Pastor, B. A. Schrefler, and T. Shiomi (1999), *Computational geomechanics with special reference to earthquake engineering*, John Wiley & Sons.
- Zijl, W. (1999), Scale aspects of groundwater flow and transport systems, *Hydrogeology Journal*, 7(1), 139-150.